

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE  
FAKULTA STAVEBNÍ

KATEDRA MECHANIKY



NUMERICKÁ STUDIE INTERAKCE ZÁKLADOVÝCH  
KONSTRUKCÍ S PODLOŽÍM

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Vypracoval:

Martin Lebeda

Vedoucí práce:

prof. Ing. Petr Kabele, Ph.D.

2018/2019



**FAKULTA  
STAVEBNÍ  
ČVUT V PRAZE**

---



## ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Lebeda Jméno: Martin Osobní číslo: 435954  
Zadávací katedra: katedra mechaniky  
Studijní program: stavební inženýrství  
Studijní obor: konstrukce pozemních staveb

### II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Numerická studie interakce základových konstrukcí s podložím.  
Název bakalářské práce anglicky: Numerical study of the foundation-subsoil interaction.

Pokyny pro vypracování:

Předmětem práce bude případová studie vlivu tuhosti podloží a pilot na rozdělení vnitřních sil v základové desce a kontaktního napětí v základové spáře. Výpočty budou provedeny metodou konečných prvků.

Seznam doporučené literatury:

V. Kolář, Statika základových konstrukcí. Ostrava: Dům techniky ČSTVS, 1987.

V. Kolář a I. Němec, Modelling of Soil-Structure Interaction, 2. vyd. Praha: Academia, 1989

Z. Bittnar J. Šejnoha, Numerické metody mechaniky I a II, ČVUT Praha, 1992

Jméno vedoucího bakalářské práce: prof. Ing. Petr Kabele, Ph.D.

Datum zadání bakalářské práce: 22.2.2019 Termín odevzdání bakalářské práce: 26.5.2019  
*Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku*

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

*Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.*

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)



**FAKULTA  
STAVEBNÍ  
ČVUT V PRAZE**

---



## **Prohlášení**

Prohlašuji, že jsem předloženou práci vypracoval samostatně a že jsem uvedl veškeré použité informační zdroje v souladu s Metodickým pokynem o dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací.

V..... dne..... podpis: .....



**FAKULTA  
STAVEBNÍ  
ČVUT V PRAZE**

---



## **Poděkování**

Především chci poděkovat vedoucímu mé bakalářské práce prof. Ing. Petrovi Kabelemu, Ph.D. za obrovskou ochotu, trpělivost a čas strávený na konzultacích. Dále děkuji všem kolegům z práce za jejich každodenní vstřícnost a také děkuji rodičům a sestře za jejich dlouhodobou podporu mého studia.



**FAKULTA  
STAVEBNÍ  
ČVUT V PRAZE**

---





## **Abstrakt**

Tato bakalářská práce se zabývá modelováním interakce stavebních konstrukcí s podloží ve výpočtech metodou konečných prvků. Teoretický základ tvoří popis výpočetních modelů podloží, které jsou rozděleny do dvou skupin, kterými jsou tzv. „winklerovské“ modely a modely typu poloprostoru. Jsou zde odvozeny tuhosti základové půdy v technicky efektivním modelu, který je součástí mnoha v praxi využívaných softwarů, jako např. Dlubal RFEM. Z důvodu časové náročnosti těchto vyspělých modelů se ovšem mnohdy využívají zjednodušené výpočetní postupy. Hlavním cílem této práce je porovnat sedání a kontaktní napětí v základové spáře a případně namáhání základové konstrukce, které byly vypočteny pokročilým modelem RF-SOILIN v softwaru Dlubal s výsledky získanými jedním ze zjednodušených přístupů. Zvolený zjednodušený výpočetní postup je založený na odhadu tuhostí podloží a jejich následné korekci na základě výpočtu sedání podle ČSN 73 1001. Porovnání je provedeno na dvou extrémních případech tuhé a poddajné základové konstrukce a na reálném bytovém domě na třech typech podloží různé tuhosti. Z výsledků srovnávací studie vyplývá, že u objektů s tuhou základovou konstrukcí, jako jsou rodinné nebo bytové domy, je možné bezpečně použít zjednodušený výpočetní postup.

## **Klíčová slova**

technicky efektivní model podloží, tuhost, únosnost, sedání, základová půda, základová deska, zjednodušený výpočetní postup, RF-SOILIN



**FAKULTA  
STAVEBNÍ  
ČVUT V PRAZE**

---



## Abstract

This Bachelor's thesis deals with modeling of interaction of building structures with subsoil in finite element calculations. The theoretical basis consists of a description of computational models of subsoil, which are divided into two groups: the so-called „Winkler-type“ models and the half-space type models. The subsoil stiffness parameters of the technically efficient subsoil model are re-derived. This model is a part of many software packages used in practice, such as Dlubal RFEM. Because of the time demands of these advanced models, simplified computational procedures are often used. The main goal of this thesis is to compare the settlement and the contact stress at the foundation-subsoil interface and, possibly, the internal forces of the foundation structure, which were calculated by the advanced RF-SOILIN model in Dlubal software, with the results obtained by one of the simplified methods. The chosen simplified computational procedure is based on the estimation of subsoil stiffness parameters and their subsequent correction based on settlement calculation according to ČSN 73 1001 code. Comparison is made for two extreme cases of rigid and flexible foundation structures and for a real apartment house, on three types of subsoil with different stiffness. The results of the comparative study show that the simplified calculation method can be safely applied to buildings with a sufficiently rigid foundation structure such as family or apartment houses.

## Keywords

technically efficient subsoil model, stiffness, load capacity, settlement, foundation soil, foundation slab, simplified calculation method, RF-SOILIN



**FAKULTA  
STAVEBNÍ  
ČVUT V PRAZE**

---



## **OBSAH**

1	Úvod.....	15
2	Výpočetní modely podloží.....	17
2.1	Modely winklerovského typu.....	17
2.1.1	Winklerův model .....	17
2.1.2	Pasternakův model .....	18
2.2	Modely typu poloprostoru.....	18
2.2.1	Boussinesqův model pružného poloprostoru.....	18
2.3	Nový technicky efektivní model .....	20
3	Modelování pilot.....	25
3.1	Nelineární teorie podle Masopusta.....	26
3.1.1	Sestrojení zatěžovací křivky .....	26
3.2	Model osově zatížené piloty.....	29
4	Metody řešení úloh geomechaniky .....	31
4.1	Analytické metody .....	31
4.2	Numerické metody .....	31
5	Normové postupy výpočtu únosnosti podloží a sedání .....	33
5.1	Únosnost základové půdy tvořené zeminami.....	33
5.2	Výpočet sedání stavby.....	34
6	Porovnání metod a výsledků výpočtu interakce základových konstrukcí s podložím .....	39
6.1	Popis porovnávaných výpočetních postupů .....	39
6.1.1	Pokročilý postup řešení pomocí modulu RF-SOILIN .....	39
6.1.2	Zjednodušený postup .....	40
6.2	Ověření implementace zjednodušeného postupu .....	40
6.2.1	Výpočet napětí pod charakteristickým bodem základu .....	40
6.2.2	Porovnání ručního výpočtu s výpočtem v MS Excel.....	43
6.3	Výpočet únosnosti podloží.....	44
6.4	Porovnání výpočtu sedání dle ČSN 731001 s modulem RF-SOILIN.....	48
6.5	Analýza výpočtu sedání v programu Dlubal RFEM s modulem RF-SOILIN.....	50
6.6	Porovnání kontaktních napětí a sednutí .....	55
6.6.1	Jílovité podloží.....	56
6.6.2	Písčité podloží.....	62
6.6.3	Štěrkovité podloží .....	67



7	Závěr .....	73
	Literatura .....	75
	Příloha 1 .....	77
	Příloha 2a .....	79
	Příloha 2b .....	81
	Příloha 3a .....	83
	Příloha 3b .....	85
	Příloha 3c .....	87
	Příloha 4 .....	89

# 1 ÚVOD

Zakládání staveb je obor stavebnictví, který se zabývá navrhováním základových konstrukcí. Vychází z mechaniky zemin, která popisuje vlastnosti zemin v podzákladi objektů. Dále mimo jiné navazuje na inženýrskou geologii, s jejíž pomocí se zkoumají geologické profily z inženýrskogeologických vrtů. [1]

Základová konstrukce stavby musí zabezpečit především spolehlivé přenesení zatížení nosné konstrukce do zemního podloží tím, že zajišťuje udržení kontaktního napětí v povolených hodnotách. Dále pak musí zajistit, že sedání celého objektu je v přípustných mezích. Proto je posouzení druhého mezního stavu nedílnou součástí statického výpočtu při návrhu základové konstrukce, pro který může být sedání rozhodující. Pro výpočet interakce spodní stavby objektu s podložím existují pokročilé výpočetní modely, jako např. modul RF-SOILIN softwaru Dlubal RFEM. Hlavní nevýhodou těchto vyspělých modelů je časová náročnost jejich použití, která se netýká jen samotného výpočtu, ale také přípravy numerického modelu konstrukce a závěrečného vyhodnocení výsledků simulací. Z tohoto důvodu se v inženýrské praxi používají zjednodušené výpočetní metody. Cílem této práce je porovnat výsledky zjednodušeného postupu s přesnějším pokročilým modelem a určit, za jakých podmínek lze zjednodušený přístup bezpečně použít, a kdy je naopak nutné provést přesnější výpočet. Toto porovnání je provedeno na dvou extrémních případech tuhé a poddajné základové konstrukce na třech typech podloží různé tuhosti. Následně jsou oba výpočty také posouzeny na reálném objektu bytového domu

Práce je členěna do sedmi kapitol. Kapitoly 3 až 5 shrnují základní teoretické poznatky, které se vztahují k provedené studii. V druhé kapitole jsou prezentovány základní typy výpočetních modelů podloží pod plošnými základy včetně hlavního matematického vyjádření. Ve třetí kapitole je popsán způsob modelování pilot, založený na nelineární teorii podle Masopusta. Čtvrtá kapitola se zabývá různými metodami řešení geomechanických modelů. Dále je v páté kapitole rekapitulován výpočet sedání základové konstrukce, který je použit i v následující srovnávací studii. V další šesté části práce jsou popsány posuzované výpočetní modely a je ověřeno, zda je možné porovnávat výstupy obou modelů. Zároveň je v této kapitole provedena srovnávací studie, jejíž výsledky jsou diskutovány v sedmé kapitole - závěru práce.





## 2 VÝPOČETNÍ MODELY PODLOŽÍ

Zemní prostředí je mimořádně složité a lze jej efektivně matematicky interpretovat pouze pomocí jisté abstrakce. Daná zjednodušení nesmí ovlivnit správnost výsledků sledovaných veličin. Je tedy nutné u konkrétní úlohy uvažovat ty skutečnosti, které jsou pro danou úlohu a její výstupy zásadní, a jisté vedlejší jevy lze zjednodušit nebo úplně zanedbat. [2]

Takto zjednodušené reálné chování podloží lze vyjádřit pomocí matematického modelu, který popisuje daný fyzikální problém matematicky prostřednictvím soustav rovnic, které se označují jako řídicí. Matematické modely, jinak nazývané teoretické, jsou používány k parametrickým výpočtům. Pro použití takového modelu je nutné definovat jeho základní vlastnosti. Je potřeba určit matematické rovnice, které řešený fyzikální děj popisují nejlépe a slouží jako rovnice řídicí daného modelu. Dále se stanoví potřebné materiálové vlastnosti modelovaného prostředí a na základě typu úlohy se určí rozměr řešení. V návaznosti na zvolenou dimenzi se sestaví geometrie celého modelu. [3]

Podloží staveb se dá na makroskopické úrovni vnímat jako spojité, většinou vrstevnaté prostředí. Popis takového spojitého systému umožňuje mechanika kontinua. Podle mechaniky kontinua se zmíněné řídicí rovnice odvozují ze základních principů fyziky, které splňují všechny materiály, a to ze zákona zachování hmoty, hybnosti a energie. K úplnému popisu libovolného materiálu je nutné ještě doplnit stavové a konstitutivní rovnice. [3]

### 2.1 Modely winklerovského typu

Tzv. „winklerovské“ modely redukuje trojrozměrnou úlohu základového podloží na jeho povrch, tedy na dvojrozměrný problém.

#### 2.1.1 Winklerův model

Základním předpokladem dvojrozměrného Winklerova modelu pružného podloží je, že kontaktní napětí je přímo úměrné sedání základové konstrukce.

$$p(x,y) = C \times w(x,y) \quad (2.1)$$

$p(x,y)$  ... reakce podloží, resp. kontaktní napětí [ $\text{kN/m}^2$ ]

$C$  ... součinitel stlačitelnosti podloží [ $\text{kN/m}^3$ ]

$w(x,y)$  ... průhyb základové konstrukce, resp. sedání [ $\text{m}$ ]

V tomto modelu lze podloží interpretovat jako soustavu samostatně působících pružin, s tuhostí určenou pomocí Winklerovy konstanty  $C$ . Jedná se tedy o model s jedním parametrem, který je pro svou jednoduchost v praxi často používán. Nevýhodou je zanedbání sedání v okolí objektu, protože zmíněné pružiny mimo základ nepůsobí. Z důvodu značného zjednodušení není možné formulovat řadu úloh jako vzájemné ovlivňování sousedících objektů. [4], [5], [6]

### 2.1.2 Pasternakův model

Tento model odstraňuje některé nedostatky Winklerova modelu, přičemž využívá obdobné redukce dimenze. Jedná se o dvojparametrický model, který v podloží uvažuje i působení smykových sil. Za předpokladu izotropního chování podloží jsou tyto smykové síly ve všech směrech stejné a tedy i konstanta  $C_2$  spojená s třením v základové spáře je pro všechny směry stejná.

$$p(x, y) = C_1 \times w(x, y) - C_2 \times \left( \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (2.2)$$

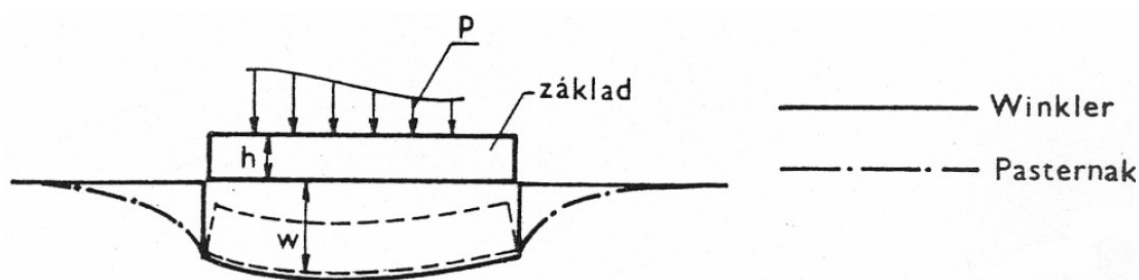
$p(x, y)$  ... reakce podloží, resp. kontaktní napětí [ $\text{kN/m}^2$ ]

$C_1$  ... součinitel stlačitelnosti podloží [ $\text{kN/m}^3$ ]

$C_2$  ... součinitel přenášení smykových sil [ $\text{kN/m}^3$ ]

$w(x, y)$  ... průhyb základové konstrukce, resp. sedání [m]

Nespojitě zaboření objektu podle Winklera je nahrazeno průhybovou kotlinou, která interpretuje pokles zeminy v okolí objektu - viz *obr. 2.1*. [4]



Obr. 2.1 – rozdílné sedání modelů mimo základovou spáru; převzato z [5]

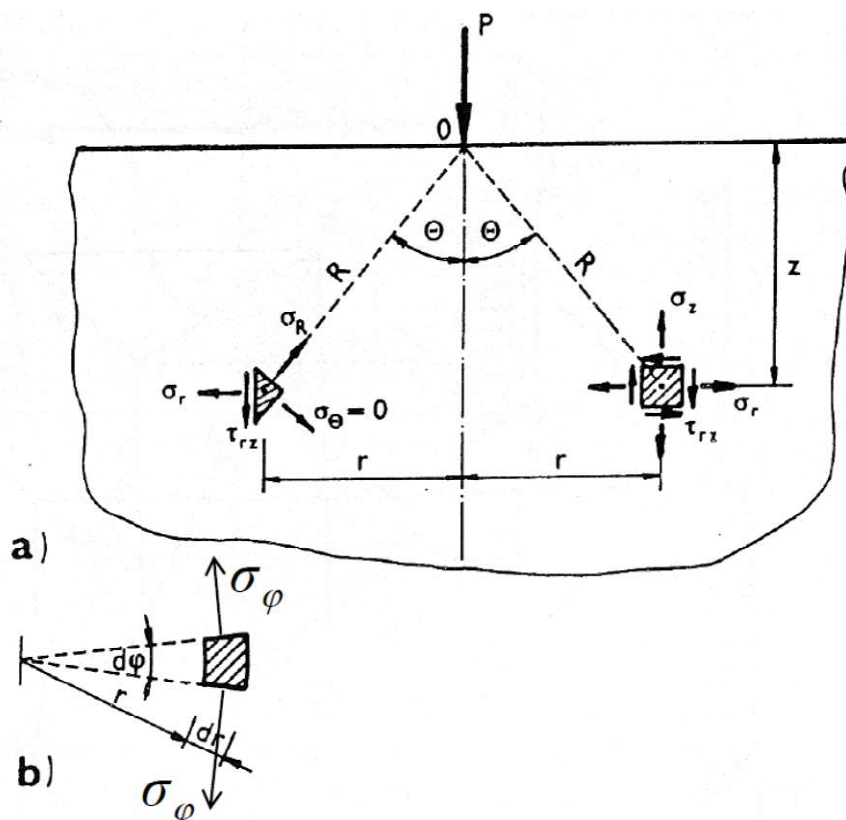
## 2.2 Modely typu poloprostoru

Pojem pružného poloprostoru označuje pružné těleso rozkládající se po jedné straně od určité roviny, která je označována jako povrch poloprostoru.

### 2.2.1 Boussinesqův model pružného poloprostoru

V tomto modelu je uvažováno idealizované podloží jako homogenní a izotropní. Pružné vlastnosti základové půdy jsou charakterizovány modulem pružnosti  $E$

a Poissonovým číslem  $\nu$ . V řadě případů poskytuje tento model výsledky blízké skutečnosti, zejména při výpočtu napětí a díky tomu se používá v praxi. Hodnoty sedání, určené na pružném homogenním poloprostoru, neodpovídají však skutečným hodnotám, což je způsobeno především tím, že skutečné podloží je složeno z vrstev, jejichž tuhost s hloubkou roste a také tím, že reálné podloží se nechová jako lineárně pružný materiál. [4], [5]



Obr. 2.2 – zatížení poloprostoru kolmou silou k povrchu; převzato z [4]

J. Boussinesq se zabýval řešením zatížení pružného poloprostoru silou kolmou k povrchu, viz obr. 2.2. Úlohu je nutné řešit komplexně, tedy pomocí statických, geometrických a fyzikálních vztahů. Lze odvodit následující složky napětí. [4]

$$\sigma_z = -\frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{R^5} \quad (2.3)$$

$$\sigma_r = \frac{P}{2\pi} \left[ \frac{1-2\mu}{R(R+z)} - \frac{3zr^3}{R^5} \right] \quad (2.4)$$

$$\sigma_\theta = \frac{P}{2\pi} (1-2\mu) \left[ \frac{z}{R^3} - \frac{1}{R(R+z)} \right] \quad (2.5)$$

$$\tau_{rz} = -\frac{3P}{2\pi} \frac{z^2 r}{R^5} \quad (2.6)$$

A také lze odvodit složky posuvů.

$$u(r) = \frac{P(1 + \mu)}{2\pi E} \left[ \frac{r \times z}{R^3} - (1 - 2\mu) \frac{r}{R(R + z)} \right] \quad (2.7)$$

$$w(z) = \frac{P(1 + \mu)}{2\pi E} \left[ \frac{2(1 - \mu)}{R} + \frac{z^3}{R^3} \right] \quad (2.8)$$

E ... modul pružnosti [MPa]

$\mu$  ... součinitel příčné roztažnosti materiálu

## 2.3 Nový technicky efektivní model

Tento model podle Koláře a Němce [6] vychází z předpokladů Pasternaka a je rozšířen podle možností metody konečných prvků (MKP). Obdobně jako Winklerův model zavádí redukci trojrozměrné úlohy na dvourozměrnou v oblasti základové spáry. Jedná se o vícekonstantový model, u kterého jsou dané konstanty, za předpokladu os  $x, y$  v rovině kontaktní plochy a osy  $z$  ve směru sedání, odvozeny a definovány následujícím postupem. [7], [8], [9]

Za účelem převedení úlohy na dvourozměrnou se v nejjednodušším, ale prakticky významném případě zavádí „funkce útlumu“  $f(z)$  s okrajovými podmínkami  $f(0) = 1$ ,  $f(H_n) = 0$ . Teoreticky se vliv sedání šíří s hloubkou pod základem do nekonečna, ovšem skutečný dopad má pouze do jisté hloubky, kterou zohledňuje uvedená funkce  $f(z)$ .

$$w(x, y, z) = \tilde{w}(x, y) f(z) \quad (2.9)$$

$w(x, y, z)$  ... posun ve směru osy  $z$  v závislosti na poloze v prostoru [m]

$\tilde{w}(x, y)$  ... tzv. sedání povrchu podloží [m]

Potenciální energie vnitřních sil podloží je obecně vyjádřena vztahem (2.10).

$$\Pi_{ip} = \frac{1}{2} \iiint_V \varepsilon^T \sigma dV \quad (2.10)$$

$V$  ... objem poloprostoru zemního podloží

$$\Pi_{ip} = \frac{1}{2} \iint_{\Omega} \int_0^{H_n} (\sigma_x \varepsilon_x + \sigma_y \varepsilon_y + \sigma_z \varepsilon_z + \tau_{yz} \gamma_{yz} + \tau_{zx} \gamma_{zx} + \tau_{xy} \gamma_{xy}) dz d\Omega \quad (2.10)$$

$\Omega$  ... kontaktní plocha základové konstrukce

V rozepsaném tvaru rovnice (2.10) uvádí Kolář a Němec [6] zanedbání prakticky méně významných členů. Proto budou dále odvozeny pouze konstanty související s členy, které tvoří hlavní příspěvky do energie v uvedené rovnici.

$$\Pi_{ip} = \frac{1}{2} \iint_{\Omega} \int_0^{H_n} (\sigma_z \varepsilon_z + \tau_{yz} \gamma_{yz} + \tau_{zx} \gamma_{zx}) dz d\Omega \quad (2.11)$$

Toto zjednodušení se projeví ve vztahu mezi napětím a deformací, kdy nejsou dále potřeba plné tenzory napětí a deformace a postačí tříčlenné výrazy.

$$\sigma = D\varepsilon \quad (2.12)$$

$$\sigma = [\sigma_z, \tau_{xz}, \tau_{yz}]^T \quad (2.13)$$

$$\varepsilon = [\varepsilon_z, \gamma_{xz}, \gamma_{yz}]^T \quad (2.14)$$

$$D = \begin{bmatrix} E_z & 0 & 0 \\ 0 & G_{xz} & 0 \\ 0 & 0 & G_{yz} \end{bmatrix} \quad (2.15)$$

Uvedená přetvoření lze vyjádřit pomocí základních geometrických rovnic (2.16).

$$\begin{aligned} \varepsilon_z &= \frac{\partial w}{\partial z} \\ \gamma_{yz} &= \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \\ \gamma_{zx} &= \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \end{aligned} \quad (2.16)$$

Další zjednodušení se zavádí na základě předpokladu, že hlavní vliv na smykové přetvoření  $\gamma$  má posun ve směru sedání, tj.  $w$ .

$$\begin{aligned} \gamma_{yz} &\approx \frac{\partial w}{\partial y} \\ \gamma_{zx} &\approx \frac{\partial w}{\partial x} \end{aligned} \quad (2.17)$$

Následným dosazením vztahů (2.12) až (2.15) do rovnice (2.11) dostaneme:

$$\Pi_{ip} = \frac{1}{2} \iint_{\Omega} \left[ \int_0^{H_n} (\varepsilon^T D \varepsilon) dz \right] d\Omega \quad (2.18)$$

Nyní pomocí dosazení (2.9) do vyjádření tenzoru deformace v (2.14) získáme:

$$\varepsilon = \left[ \tilde{w}(x, y) \frac{df(z)}{dz}, \frac{\partial \tilde{w}(x, y)}{\partial x} f(z), \frac{\partial \tilde{w}(x, y)}{\partial y} f(z) \right]^T \quad (2.19)$$

Dosazením tohoto vyjádření do upravené rovnice (2.18) získáme výsledný výraz:

$$\begin{aligned} \Pi_{ip} = \frac{1}{2} \iint_{\Omega} \left\{ \int_0^{H_n} \left[ E_z \left( \tilde{w}(x, y) \frac{df(z)}{dz} \right)^2 \right. \right. \\ \left. \left. + G_{xz} \left( \frac{\partial \tilde{w}(x, y)}{\partial x} f(z) \right)^2 \right. \right. \\ \left. \left. + G_{yz} \left( \frac{\partial \tilde{w}(x, y)}{\partial y} f(z) \right)^2 \right] dz \right\} d\Omega \end{aligned} \quad (2.20)$$

Výsledkem integrace podle  $z$  jsou hledané konstanty  $C$ .

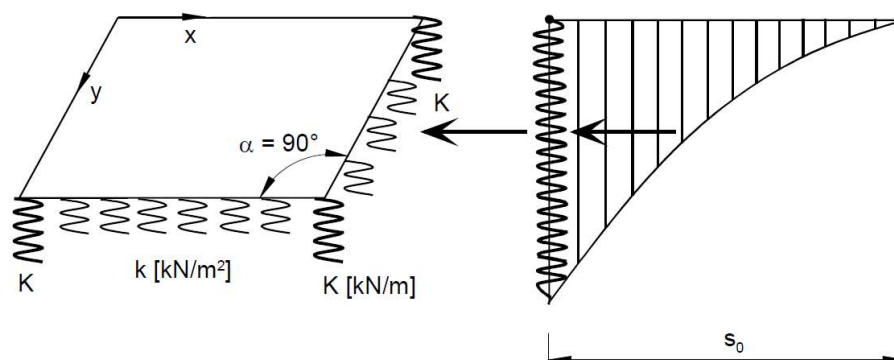
$$\begin{aligned} C_{1z} &= \int_0^{H_n} E_z \left( \frac{df(z)}{dz} \right)^2 dz \dots [\text{MNm}^{-3}] \\ C_{2x} &= \int_0^{H_n} G_{xz} (f(z))^2 dz \dots [\text{MNm}^{-1}] \\ C_{2y} &= \int_0^{H_n} G_{yz} (f(z))^2 dz \dots [\text{MNm}^{-1}] \end{aligned} \quad (2.21)$$

Obdobně lze také odvodit zbylé konstanty ortotropního tření v základové spáře  $C_{1x}$ ,  $C_{1y}$  a soubor konstant  $C_3$ , které vyjadřují tzv. deskový účinek. Ten popisuje případ podloží, kdy je horní vrstva tuhá a pod ní velmi měkké dolní vrstvy. [6], [9]

Jako lokálně závislý lze popsat základní Winklerův model, ve kterém je podle kapitoly 2.1.1 podloží složeno z vzájemně nezávislých pružin. To znamená, že určitá bodová síla  $r(x_1, y_1)$  působící na kontaktní plochu v bodě  $(x_1, y_1)$  má vliv pouze na složku posunutí  $w(x_1, y_1)$ . A naopak posunutí  $w(x_1, y_1)$  vyvolá pouze reakci  $r(x_1, y_1)$  v bodě  $(x_1, y_1)$ . U všech ostatních modelů platí globální závislost, což obecně znamená, že deformační zatížení bodu nebo části roviny kontaktní plochy ovlivňuje celou danou rovinu. Při řešení úlohy metodou konečných prvků uvedená lokální závislost u modelů Winklerovského typu nezvětšuje šířku pásu globální matice tuhosti, ovšem u modelů typu pružného poloprostoru globální závislost značně zvětšuje šířku pásu globální matice tuhosti. Je tedy nutné uvažovat celou oblast podloží, která je stavbou ovlivněna a je teoreticky nekonečná. Ve skutečnosti hodnoty posunů  $u$ , deformací  $\varepsilon$  a napětí  $\sigma$  s rostoucí vzdáleností od kontaktní oblasti značně klesají, a tedy lze uvažovat pouze konečnou oblast podloží, na jejíž hranici jsou hodnoty uvedených veličin uvažovány

jako nulové. Teoretickým kritériem MKP může být požadavek, aby v ponechané oblasti byla nahromaděna prakticky všechna potenciální energie vnitřních sil podloží. Toto kritérium umožňuje v technicky efektivním modelu podloží nahradit oblast mimo základovou spáru pomocí energeticky ekvivalentních liniových a bodových podpor po obvodu spáry. [9]

Zavádí se tedy odhad vzdálenosti od objektu, ve které sedání prakticky vymizí - viz obr. 2.3. Ze znalosti této vzdálenosti lze pomocí energetické ekvivalence nahradit podloží mimo základovou spáru okrajovými vazbami.



Obr. 2.3 – převod poklesové kotliny na energeticky ekvivalentní podepření; převzato z [8]

$s_0$  ... vzdálenost, ve které se posuny  $u$ , deformace  $\varepsilon$  a napětí  $\sigma$  uvažují jako nulové

Z měření sedání provedeného u mnoha staveb byl stanoven empirický vzorec pro hodnotu vzdálenosti  $s_0$ , jejíž střední hodnota je vyjádřena rovnicí (2.22). [8], [9]

$$s_0 = 4,5 \times s \quad (2.22)$$

V izotropním prostředí je vzdálenost  $s_0$  ve všech směrech od základu stejná a zároveň platí rovnost konstant  $C_{2x} = C_{2y} = C_2$ . Potom jsou konstanty podloží v následujícím vzájemném vztahu:

$$s = \sqrt{\frac{C_2}{C_1}} \quad (2.23)$$

Okrajové, liniové, spojitě, průhybové vazby se potom v izotropním prostředí definují jednotnou „pružinovou konstantou“ (2.24).

$$k_w = \sqrt{C_1 C_2} \dots [\text{kNm}^{-2}] \quad (2.24)$$

Dále lze zavést méně významné spojitě momentové vazby s „pružinovou konstantou“ (2.25).

$$k_\varphi = \frac{1}{2} C_2 \sqrt{\frac{C_2}{C_1}} \dots [\text{kN}] \quad (2.25)$$



V rozích základu se zavádí bodová podpora. Uveden je základní případ pro roh  $\alpha = 90^\circ$ .

$$K = \frac{1}{2} \times C_2 \dots [\text{kNm}^{-1}] \quad (2.26)$$

Touto úpravou se docílí zefektivnění výpočtu MKP díky tomu, že se sníží počet nenulových prvků v matici tuhosti. [6], [9]



### 3 MODELOVÁNÍ PILOT

Vrtané piloty přenášejí svislé zatížení pomocí své paty a také pláštěm. Podle poměru těchto dvou vlivů na celkovou únosnost lze piloty ze statického hlediska rozdělit následovně.

- Piloty opřené patou o velmi únosnou horninu

V případě, že je pata piloty v celé ploše opřena ideálně o kvalitní skalní podloží, pak lze plně využít únosnost na plášti.

- Plovoucí piloty

Pokud je základová půda málo únosná a vrtáním není možné dosáhnout únosnějšího podloží, potom je možné použít plovoucí piloty, jejichž únosnost je dána především plášťovým třením.

- Vetknuté piloty

Typicky se jedná o vrtané piloty ve vrstevnaté zemině, které přenášejí zatížení pláštěm i patou. Příkladem může být nadloží tvořené neúnosnou zeminou nebo pata piloty spočívající v únosnější zemině než její dřík.

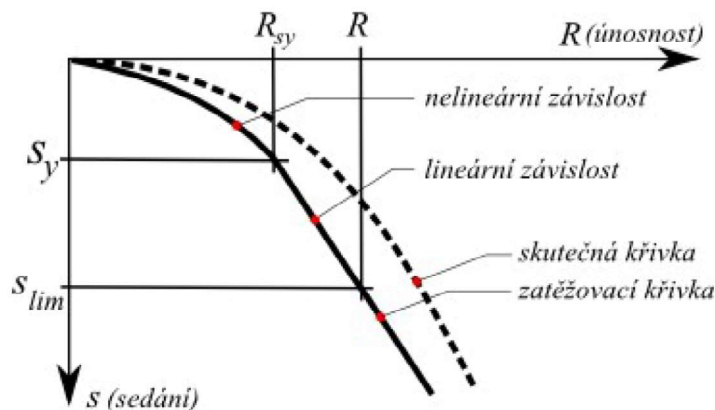
- Piloty s rozšířenou patou

Tyto piloty lze použít, jestliže vrtná souprava není schopná dosáhnout do vrstvy, která by únosností zhruba odpovídala únosnosti dříku, nebo pokud je potřeba, aby pod patou zůstala dostatečně mocná vrstva zeminy.

Pokud tedy chceme určit únosnost piloty, tak je nutné znát podloží, a tím statické působení piloty. V návaznosti na tyto skutečnosti je možné stanovit postup výpočtu únosnosti. Dále je nutné určit mezní sedání piloty, pro které lze dopočítat daným postupem odpovídající únosnost. [10]

### 3.1 Nelineární teorie podle Masopusta

Tato teorie dává do závislosti sedání a únosnost vrtaných pilot pomocí zatěžovací křivky.



Obr. 3.1 – zatěžovací křivka; převzato z [11]

Na obr. 3.1 je uvedena plnou čarou mezní zatěžovací křivka vypočtená postupem dle J. Masopusta. Mezi nulovým zatížením a plným využitím plášťového tření piloty je křivka tvaru paraboly druhého stupně. S dalším zatížením je závislost lineární. Tato metoda byla odvozena z rovnic regresních křivek určených na základě statistické analýzy výsledků zatěžovacích zkoušek pilot. Pro stanovení únosnosti používá regresní koeficienty dle následující tabulky.

hornina		a	b	e	f
poloskalní	R3	246,02	225,95	2841,31	1298,96
	R4	169,98	139,45	1616,22	1155,34
	R5	131,92	94,96	957,61	703,89
nesoudržná	$I_D = 0,5$	62,46	16,06	268,11	174,89
	$I_D = 0,7$	91,22	48,44	490,34	445,42
	$I_D = 1,0$	154,03	115,88	1596,70	1399,88
soudržná	$I_C = 0,5$	46,39	20,81	197,74	150,22
	$I_C \geq 0,5, R6$	97,31	108,59	987,60	1084,26

Tab. 3.2 – regresní koeficienty pro jednotlivé typy zemin; převzato z [10]

#### 3.1.1 Sestrojení zatěžovací křivky

Piloty jsou zpravidla uloženy ve vrstevnaté zemině. Pro případ vrtané piloty v podloží o i vrstvách se mezní zatěžovací křivka sestojí následovně:

Stanoví se mezní plášťové tření  $q_{si}$  [MPa], pomocí kterého se spočte únosnost na plášti piloty  $R_s$  [N].

$$q_{si} = a - \frac{b}{v_i/d_i} \quad (3.1)$$

a, b ... regresní koeficienty dle *tab. 3.2*

$v_i$  ... hloubka od povrchu terénu do poloviny i-té vrstvy [m]

$d_i$  ... průměr piloty v i-té vrstvě [m]

$$R_s = m_1 m_2 \pi \sum_{i=1}^n d_i h_i q_{si} \quad (3.2)$$

$m_1$  ... koeficient podle druhu zatížení:

- pro provozní zatížení  $m_1 = 0,7$
- pro extrémní zatížení  $m_1 = 1,0$

$m_2$  ... koeficient vyjadřující vliv ochrany dřívku piloty:

- pro ochranu pomocí fólie PVC, PE tl. přes 0,7 mm  $m_2 = 0,7$
- pro ochranu pomocí fólie a pletiva B-systému  $m_2 = 0,5$
- pro ochranu ponechanou ocelovou výpažnicí  $m_2 = 0,15$

$h_i$  ... mocnost i-té vrstvy [m]

Dále se určí napětí na patě piloty  $q_b$  [MPa].

$$q_b = e - \frac{f}{D/d_b} \quad (3.3)$$

e, f ... regresní koeficienty dle *tab. 3.2*

D ... délka piloty v zeminách [m]

$d_b$  ... průměr paty piloty [m]

Poté se spočte koeficient přenosu zatížení do paty piloty  $\beta$ , pomocí kterého lze stanovit zatížení na mobilizaci plášťového tření  $R_{sy}$  [N].

$$\beta = \frac{q_b}{q_b + 4\bar{q}_s \times D/d_b} \quad (3.4)$$

$\bar{q}_s$  ... vážený průměr mezního plášťového tření [MPa]

$$R_{sy} = \frac{R_s}{1 - \beta} \quad (3.5)$$

Dále lze určit sedání  $s_y$  [m] odpovídající zatížení na mobilizaci plášťového tření  $R_{sy}$ .

$$s_y = I_s \frac{R_{sy}}{0,7dE_s} \quad (3.6)$$

$I_s$  ... součinitel sedání lze určit podle rovnice (3.7)

$E_s$  ... sečnový modul deformace okolní zeminy [MPa], viz (3.10)

$$I_s = I_0 R_k R_h \quad (3.7)$$

$I_0$  ... základní příčinkový součinitel sedání

- lze určit graficky ze závislosti délky piloty  $l$  [m] a průměru piloty  $d$  [m]

$R_k$  ... korekční součinitel tuhosti

- lze určit graficky pomocí koeficientu tuhosti piloty  $K$ , viz rovnice (3.8), a poměru délky piloty a průměru piloty  $l/d$

$R_h$  ... součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy pod patou piloty

- lze určit graficky pomocí závislosti poměru délky piloty a průměru piloty  $l/d$  a poměru délky piloty a mocnosti stlačitelné vrstvy nad nestlačitelnou vrstvou  $l/h$

$$K = \frac{E_p R_a}{E_s} \quad (3.8)$$

$E_p$  ... modul pružnosti materiálu piloty [MPa]

$E_s$  ... průměrná hodnota sečnového modulu deformace zeminy podél dříku piloty [MPa]

$R_a$  ... poměr plochy řezu pilotou a plochy ohraničené vnějším okrajem, viz (3.9)

$$R_a = \frac{A_1}{A_2} \quad (3.9)$$

$A_1$  ... průměrná plocha příčného řezu pilotou [m<sup>2</sup>]

$A_2$  ... plocha dříku piloty [m<sup>2</sup>]

Sečnový modul deformace užitý pro výpočet sedání lze stanovit pomocí vztahu (3.10). Pro nesoudržné zeminy jeho hodnota dále závisí na indexu relativní ulehlosti  $I_D$  a pro soudržné zeminy na indexu konzistence  $I_C$ . Hodnota sečnového modulu  $E_s$  s hloubkou roste.

$$E_s = I_s \frac{Q}{s d} \quad (3.10)$$

$Q$  ... příslušná hodnota zatížení změřená při zatěžovací zkoušce piloty [N]

$s$  ... příslušná hodnota sedání piloty změřená při zatěžovací zkoušce [m]

$d$  ... průměr piloty [m]

Hodnoty sečnového modulu byly sestaveny do tabulek pro různé typy zemin, různé profily a hloubky pilot. Mezi těmito hodnotami lze interpolovat.

Dále se spočte zatížení v patě piloty  $R_b$  [N] pro předepsané limitní sedání  $s_{lim}$  [m] (obvykle 25 mm). A dopočte se výsledná únosnost piloty  $R_c$  [N] pro dané limitní sedání.

$$R_{b,lim} = \beta \times R_{sy} \frac{s_{lim}}{s_y} \quad (3.11)$$

$$R_c = R_{b,lim} + R_s \quad (3.12)$$

Převzato z [10], [11].

### 3.2 Model osově zatížené piloty

Piloty lze v pozemním stavitelství modelovat velmi zjednodušeně jako uzlové podpory pouze pomocí jejich svislé tuhosti, protože jsou ve většině případů namáhány především osovým, svislým zatížením. Pokud je známa únosnost piloty (například podle kapitoly 3.1.1), potom lze ze vztahu této únosnosti  $R_c$  [N] ke zvolenému limitnímu sedání  $s_{lim}$  [m] určit svislou tuhost  $C_z$  [N/m] podle rovnice (3.13).

$$C_z = \frac{R_c}{s_{lim}} \quad (3.13)$$

Model piloty lze takto interpretovat jako svislou pružinu s vypočtenou tuhostí  $C_z$ .



## 4 METODY ŘEŠENÍ ÚLOH GEOMECHANIKY

Existuje více postupů, jakými je možné geomechanické modely řešit. Uvedené metody jsou pouze vybrané na základě současného využití v praxi.

### 4.1 Analytické metody

Tyto metody řeší soustavu rovnic daného matematického modelu například pomocí Airyho funkce napětí a výsledek udávají ve tvaru funkce. Mnoho analytických řešení pro různé typy úloh je již známo, a je tedy možná jejich aplikace. Výhodou těchto výpočtů je vcelku malá náročnost na přípravu dat a následná krátká doba výpočtu. Na druhou stranu je vyžadována větší míra zjednodušení, jako například homogenita nebo izotropie prostředí, protože pro složitější modely často nejsou analytická řešení nalezena. [12]

### 4.2 Numerické metody

Numerické metody se využívají zejména u úloh, které jsou natolik složité, že není možné řešit jejich soustavu řídicích rovnic analyticky. V současné době se v praxi pro řešení úloh mechaniky nejčastěji používá metoda konečných prvků (MKP). Základem výpočtu je rozdělení geometrie matematického modelu na jednotlivé prvky, ve kterých se základní proměnná, obvykle přemístění, interpoluje mezi hodnotami ve specifických bodech (uzlech) pomocí tzv. bázových funkcí. Po dosazení takto aproximovaného pole přemístění do geometrických a materiálových rovnic a následném využití např. variačních principů pro zajištění rovnováhy a zohlednění okrajových podmínek, obdržíme soustavu algebraických rovnic pro neznámé hodnoty uzlových přemístění. Řešením této soustavy získáme přibližné numerické hodnoty přemístění v uzlech. Z těchto hodnot se následně pomocí zmíněných aproximačních funkcí dopočítají přetvoření a napětí v prvcích. Přesnost řešení je ovlivněna jednak volbou aproximačních funkcí a jednak hustotou sítě konečných prvků. Čím je zvolená síť jemnější, tím přesnější jsou výsledky, ale zároveň se prodlužuje doba výpočtu. Je tedy nutné stanovit jistý kompromis a určit hustotu sítě optimálně vzhledem k dané úloze. Kromě MKP existují i další numerické metody, např. [3], [12]

- Metoda konečných diferencí (sítí)
- Metoda hraničních prvků
- Metoda diskrétních prvků





## 5 NORMOVÉ POSTUPY VÝPOČTU ÚNOSNOSTI PODLOŽÍ A SEDÁNÍ

V následujícím textu bude popsán výpočet únosnosti podloží a sedání základových konstrukcí podle normy ČSN 73 1001. Tato norma je v současné době již neplatná a byla nahrazena normou ČSN EN 1997: Navrhování geotechnických konstrukcí. Stále se ovšem v praxi využívá a je součástí výpočetních softwarů.

### 5.1 Únosnost základové půdy tvořené zeminami

Z důvodu reálného posouzení vybraných postupů výpočtu sedání v následující srovnávací studii je nutné stanovit únosnost užitých podloží pro dané konstrukce. Z únosnosti základové půdy se poté určí maximální možné zatížení pro výpočet druhého mezního stavu. Výpočet bude proveden dle ČSN 73 1001 (731001) [13], kde je svislá návrhová únosnost  $R_d$  stanovena rovnicí (5.1).

$$R_d = c_d N_c s_c d_c i_c + \gamma_1 D N_d s_d d_d i_d + \gamma_2 \frac{B}{2} N_b s_b d_b i_b \quad (5.1)$$

$\gamma_1, \gamma_2$  ... efektivní objemová tíha základové půdy nad a pod základovou spárou [ $\text{kN/m}^3$ ]

$B$  ... efektivní šířka základu [m]

$N_c, N_d, N_b$  ... součinitele únosnosti

$D$  ... hloubka založení [m]

$c_d$  ... návrhová hodnota soudržnosti [kPa]

$s_c, s_d, s_b$  ... součinitele vyjadřující tvar základu

$d_c, d_d, d_b$  ... součinitele vyjadřující vliv hloubky založení

$i_c, i_d, i_b$  ... součinitele vyjadřující vliv šikmosti zatížení

Součinitele únosnosti  $N_c, N_d, N_b$  jsou dány následujícími rovnicemi:

$$N_c = (N_d - 1) \times \cot \varphi_d \dots \text{pro } \varphi_d > 0^\circ \quad (5.2)$$

$$N_c = 2 + \pi \dots \text{pro } \varphi_d = 0^\circ \quad (5.3)$$

$$N_d = \text{tg}^2(45 + \frac{\varphi_d}{2}) \times e^{(\pi \tan \varphi_d)} \quad (5.4)$$

$$N_b = 1,5(N_d - 1) \times \tan \varphi_d \quad (5.5)$$

$\varphi_d$  ... návrhový úhel vnitřního tření zeminy [ $^\circ$ ]

Součinitele tvaru základu  $s_c$ ,  $s_d$ ,  $s_b$  jsou dány následujícími rovnicemi:

$$s_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L} \quad (5.6)$$

$$s_d = 1 + \frac{B}{L} \times \sin \varphi_d \quad (5.7)$$

$$s_b = 1 - 0,3 \frac{B}{L} \quad (5.8)$$

$B$ ,  $L$  ... rozměry obdélníkového základu [m]

Součinitele hloubky založení  $d_c$ ,  $d_d$ ,  $d_b$  jsou dány následujícími rovnicemi:

$$d_c = 1 + 0,1 \sqrt{\frac{D}{B}} \quad (5.9)$$

$$d_d = 1 + 0,1 \sqrt{\frac{D}{B} \times \sin \varphi_d} \quad (5.10)$$

$$d_b = 1 \quad (5.11)$$

Součinitele šikmosti zatížení  $i_c$ ,  $i_d$ ,  $i_b$  jsou dány následujícími rovnicemi:

$$i_c = i_d = i_b = (1 - \tan \delta)^2 \quad (5.12)$$

$\delta$  ... úhel odklonu výslednice sil od svislice [°]

Návrhové hodnoty úhlu vnitřního tření  $\varphi_d$  a soudržnosti  $c_d$  se určí z charakteristických hodnot vydělením součiniteli základové půdy  $\gamma_m$ . Pro objemovou tíhu je součinitel  $\gamma_f = 1$  a tedy návrhová hodnota je shodná s charakteristickou.

$$\gamma_{m\varphi} = 1,5 \dots \text{pro } 0 < \varphi < 12^\circ \quad (5.13)$$

$$\gamma_{m\varphi} = \frac{\varphi}{\varphi - 4} \dots \text{pro } \varphi > 12^\circ \quad (5.14)$$

$$\gamma_{mc} = 2 \quad (5.15)$$

$$\varphi_d = \frac{\varphi}{\gamma_{m\varphi}}; c_d = \frac{c}{\gamma_{mc}} \quad (5.16)$$

## 5.2 Výpočet sedání stavby

Při výpočtu sedání základové konstrukce se jedná o posouzení v rámci mezního stavu přetvoření. V tomto mezním stavu má být prokázáno, že provozní návrhové zatížení základové půdy nezpůsobí takové přetvoření podloží, které by vyvolalo nepřijatelné deformace konstrukce nebo nedojde k takové změně polohy konstrukce, která by ztížila její běžné používání. [13]

Základová půda se při výpočtu pod posuzovanou konstrukcí rozdělí na vrstvy. Následně se stanoví sedání ve středu jednotlivých vrstev a součet těchto hodnot určuje hledané celkové sedání konstrukce.

Normálové napětí v základové spáře se určí z charakteristického, svislého zatížení. Jestliže se vychází z návrhových hodnot svislého zatížení, pak provedeme úpravu podle (5.17).

$$V_{ds} = \frac{V_{de}}{\gamma_f} \quad (5.17)$$

$V_{ds}$  ... hodnota svislého zatížení pro výpočet sedání [N]

$V_{de}$  ... návrhová hodnota svislého zatížení [N]

$\gamma_f$  ... součinitel zatížení; norma doporučuje hodnotu 1,2 [-]

Dále lze určit normálové napětí a pomocí něj přetížení v základové spáře.

$$\sigma_{ds} = \frac{V_{ds}}{A} \quad (5.18)$$

$\sigma_{ds}$  ... normálové napětí v základové spáře [Pa]

$A$  ... tlačená plocha základové spáry [m<sup>2</sup>]

Pokud síla  $V_{ds}$  působí mimostředně, pak se podle potřeby výpočet doplní o stanovení naklonění základu s použitím momentu v základové spáře.

$$\sigma_{ol} = \sigma_{ds} + D \times (\gamma_c - \gamma_z) \quad (5.19)$$

$\sigma_{ol}$  ... přetížení v základové spáře [Pa]

$D$  ... hloubka základové spáry od terénu [m]

$\gamma_c$  ... objemová tíha betonu základové konstrukce [N/m<sup>3</sup>]

$\gamma_z$  ... objemová tíha původní zeminy [N/m<sup>3</sup>]

Následně stanovíme geostatické svislé napětí pro jednotlivé vrstvy zeminy.

$$\sigma_{z,i} = \sigma_{ol} \times I_{ch}(z) \quad (5.20)$$

$\sigma_{z,i}$  ... geostatické svislé napětí uprostřed i-té vrstvy [Pa]

$I_{ch}(z)$  ... parametr geostatického napětí určující velikost napětí v dané hloubce vůči velikosti napětí v základové spáře [-]

- lze určit graficky pomocí poměrů  $z_i/B$  a  $L/B$

$z_i$  ... hloubka středu i-té vrstvy od základové spáry [m]

$B$  ... šířka základu [m]

$L$  ... délka základu [m]

Poté vypočteme původní geostatické napětí uprostřed každé vrstvy podle (5.21).

$$\sigma_{or,i} = \gamma_z(z_i + D) \quad (5.21)$$

$\sigma_{or,i}$  ... původní geostatické napětí i-té vrstvy [Pa]

Následně se vypočte požadované sedání.

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z,i} - m_i \sigma_{or,i}}{E_{oed,i}} h_i \quad (5.22)$$

s ... sedání posuzované konstrukce [m]

$m_i$  ... opravný součinitel přetížení stanovený podle druhu zeminy v i-té vrstvě [-]

$h_i$  ... mocnost i-té vrstvy [m]

$E_{oed,i}$  ... oedometrický modul i-té vrstvy základové půdy [Pa]

Oedometrický modul lze stanovit prostřednictvím jeho vzájemného vztahu s modulem přetvárnosti podle rovnice (5.23).

$$E_{oed} = \frac{1}{\beta} \times E_{def} \quad (5.23)$$

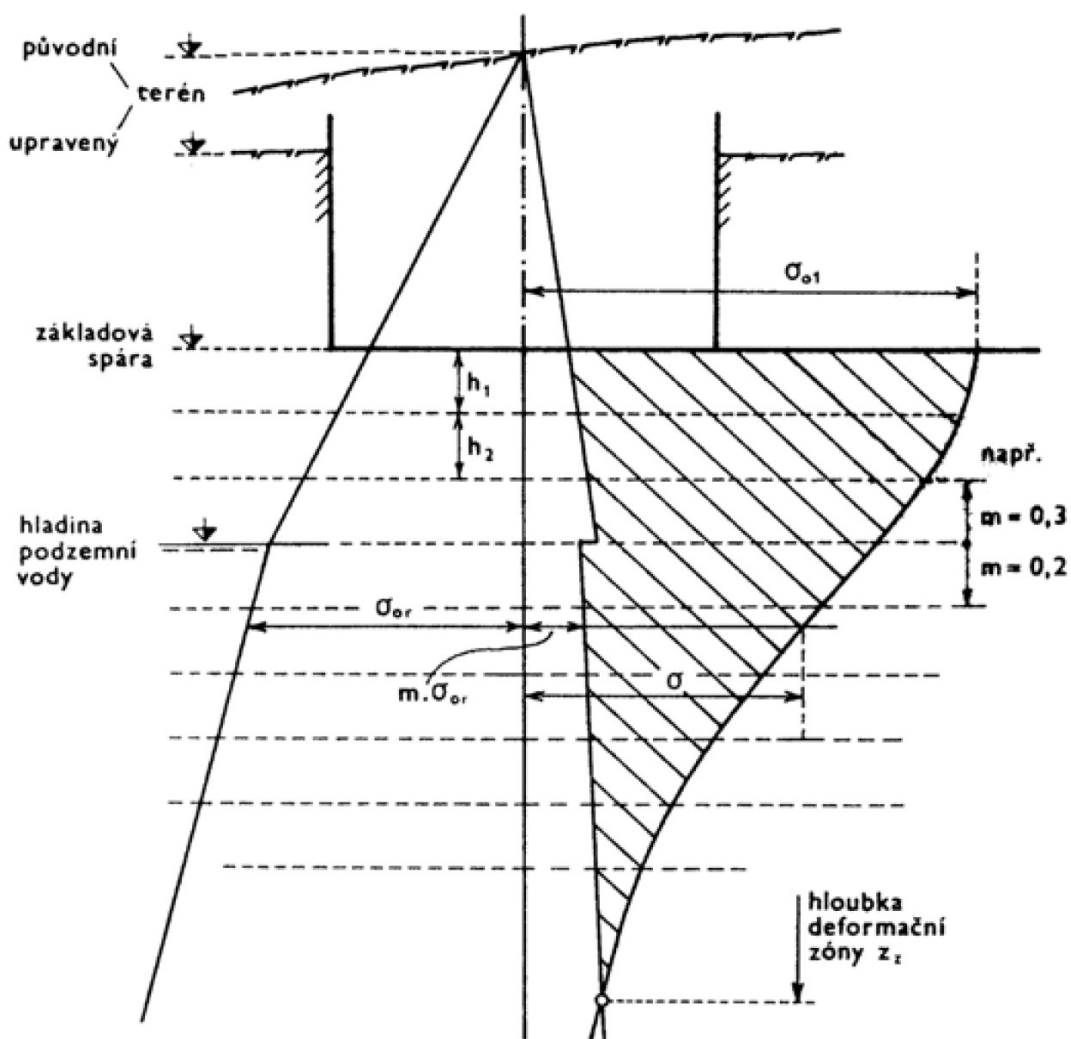
$E_{def}$  ... modul přetvárnosti [Pa]

$\beta$  ... součinitel vypočtený dle (5.24)

$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu} \quad (5.24)$$

$\nu$  ... Poissonovo číslo [-]

Převzato z [13].



Obr. 5.1 – rozdělení napětí pod základem; převzato z [13]

Na obr. 5.1 je schéma rozdělení podloží na vrstvy a průběh všech napětí, které vstupují do výpočtu sedání.



## 6 POROVNÁNÍ METOD A VÝSLEDKŮ VÝPOČTU

### INTERAKCE ZÁKLADOVÝCH KONSTRUKCÍ S PODLOŽÍM

#### 6.1 Popis porovnávaných výpočetních postupů

Při výpočtu interakce budovy s podložím metodou konečných prvků se obvykle postupuje tak, že model zahrnuje podrobnou diskretizaci nosných konstrukcí budovy (vrchní a spodní stavby vč. plošných základových konstrukcí), zatímco podloží se modeluje pomocí okrajové podmínky založené na modelu winklerovského typu – viz kapitola 2. Tato podmínka je vyjádřena pomocí konstant  $C$  jako vztah mezi posunem (sednutím) a kontaktním napětím působícím v základové spáře. Vzhledem k tomu, že chování podloží je nelineární a jeho odezva závisí na působícím zatížení, musí být hodnoty konstant  $C$  určeny vhodným způsobem.

V rámci této bakalářské práce jsou pro vybrané konstrukce porovnány dvě výpočetní metody, které teoreticky vycházejí z předchozích kapitol. První, pokročilý, postup je založen na řešení odezvy podloží nelineární iterační metodou implementovanou v modulu RF-SOILIN softwarového balíku Dlubal RFEM. Druhý, zjednodušený, postup využívá vztah pro rozdělení napětí pod charakteristickým bodem základu uvedený v ČSN 73 1001. Oba popsání postupy jsou schematicky znázorněny v příloze 1. Pro řešení statického chování budovy je v obou případech použit program Dlubal RFEM založený na MKP.

##### 6.1.1 Pokročilý postup řešení pomocí modulu RF-SOILIN

Software Dlubal RFEM disponuje přídatným modulem RF-SOILIN, který umožňuje výpočet tuhostí podloží prostřednictvím nelineární iterační metody. V tomto modulu lze vytvořit technicky efektivní model podloží, viz 2.3. Podzákladí se definuje pomocí vrtů, které je možné zadávat v libovolných místech půdorysu objektu, a tedy mohou odpovídat vrtům provedeným při inženýrskogeologickém průzkumu. Zeminy jsou v daných vrtech popsány pomocí charakteristik potřebných k výpočtům. Jedná se o objemovou tíhu  $\gamma$  [ $\text{kN/m}^3$ ], objemovou tíhu nasycené zeminy  $\gamma_{\text{sat}}$  [ $\text{kN/m}^3$ ], modul přetvárnosti  $E_{\text{def}}$  [ $\text{MN/m}^2$ ], Poissonův součinitel  $\nu$  [-] a opravný součinitel přetížení  $m$  [-].

Dle těchto vstupních parametrů základové půdy se pro první iteraci stanoví tuhost podloží. Následně je možná analýza konstrukce metodou konečných prvků a jako výstup je stanovena distribuce kontaktního napětí pod základem. Tím jsou určeny

vstupní hodnoty pro výpočet v modelu podloží RF-SOILIN a vypočte se sedání. Poté je možné opravit tuhosti podloží, díky znalosti distribuce kontaktního napětí a sedání. Takto se výpočet opakuje, dokud odchylka v rozdělení kontaktního napětí nesplňuje limitní kritérium konvergence ve dvou iteracích po sobě. [8], [14]

### 6.1.2 Zjednodušený postup

V tomto postupu se předpokládá homogenní podloží pod celou plochou základu. Podle *tab. 6.1* se odhadem zvolí hodnoty konstant  $C$ , které se použijí pro definování okrajové podmínky v místě základové spáry při prvotním výpočtu odezvy konstrukce budovy metodou konečných prvků. Výsledkem řešení je pak i rozdělení kontaktního napětí v základové spáře. Následně se určí průměrná hodnota kontaktního napětí v ploše základové konstrukce a pro tuto hodnotu se dle *kap. 5.2* spočte sedání konstrukce. Tento výpočet lze provést ručně nebo s použitím jednoduché procedury v tabulkovém procesoru (např. MS Excelu). Z takto vypočtených hodnot se opraví konstanty podloží  $C$ . Při této opravě je dle *tab. 6.1* uvažován střední smykový roznos, a tedy stačí stanovit svislou tuhost  $C_{u,z}$ , protože smykové tuhosti jsou v tomto případě vždy polovinou tuhosti svislé. Ta se určí podílem průměrné hodnoty kontaktního napětí a sedání konstrukce. Výpočet je takto proveden pouze s jedním přiblížením.

Podloží	$C_{u,z}$	Smykový roznos $C_v$		
		žádný	střední	velký
	$[\text{MN/m}^3]$	$[\text{MN/m}]$	$[\text{MN/m}]$	$[\text{MN/m}]$
velmi měkké	1	0	0,5	1
střední	10	0	5	10
velmi pevné	100	0	50	100

*Tab. 6.1 Orientační hodnoty konstant  $C$ ; převzato z [8]*

## 6.2 Ověření implementace zjednodušeného postupu

Za účelem určení sedání v rámci zjednodušeného postupu dle *kap. 6.1.2* byl vypracován výpočtový program v MS Excel, který je přiložen jako elektronická příloha. Výpočet zde odpovídá postupu popsánému v *kap. 5.2*. V následujících odstavcích je prezentováno ověření některých dílčích komponent zjednodušeného postupu.

### 6.2.1 Výpočet napětí pod charakteristickým bodem základu

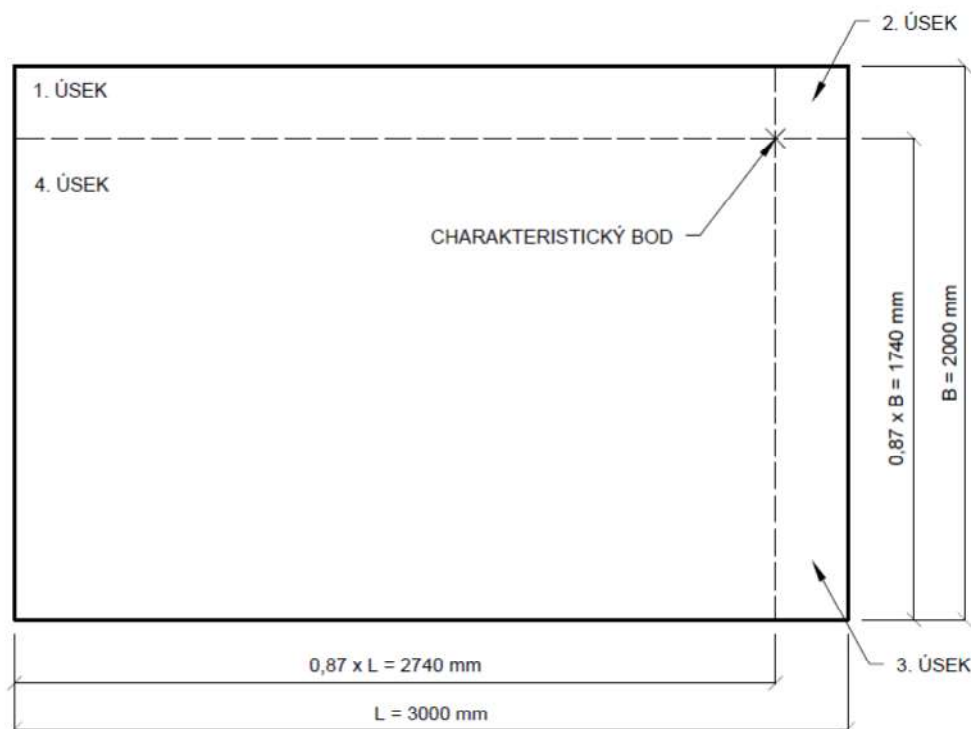
Z důvodu užití mnoha vrstev není prakticky možné určovat součinitel  $I_{ch}(z)$  z rovnice (5.20) ručně z grafu uvedeného v normě ČSN 73 1001 [13]. Proto bylo nutné přímý výpočet sedání pod charakteristickým bodem základu nahradit.



Norma ČSN 73 1001 udává vzorec (6.1) pro určení napětí  $\sigma_z$  pod rohem základu.

$$\sigma_z = \frac{\sigma_{0l}}{2\pi} \left[ \arctg \left( \frac{L \times B}{z \sqrt{L^2 + B^2 + z^2}} \right) + \frac{L \times B \times z}{\sqrt{L^2 + B^2 + z^2}} \times \left( \frac{1}{L^2 + z^2} + \frac{1}{B^2 + z^2} \right) \right] \quad (6.1)$$

Posuzovaný základ je tedy v programu ortogonálně rozdělen na 4 úseky, jejichž velikost je určena polohou charakteristického bodu, jak je patrné z *obr. 6.2*. Následně je spočteno napětí pod rohem každého úseku a jejich součtem se určí napětí pod charakteristickým bodem, s jehož pomocí už lze stanovit sedání.



Obr. 6.2 – příklad rozdělení základu na úseky

Správnost takto upraveného postupu byla ověřena pomocí tabulky konkrétních hodnot součinitele  $I_{ch}(z)$  pod charakteristickým bodem základu převzaté z ČSN 73 1001 [13]. Pro shodné hloubky vrstev a poměry půdorysných rozměrů byla sestavena tabulka součinitele  $I_{ch}(z)$  také ve výpočtovém programu. Hodnoty v *tab. 6.3* a *tab. 6.4* se liší pouze minimálně, a tedy lze postup výpočtu napětí pod charakteristickým bodem pomocí součtu napětí pod rohy uvedených úseků považovat za správný.

$\frac{z}{b}$	$\frac{l}{b} = 1,0$	$\frac{l}{b} = 1,5$	$\frac{l}{b} = 2,0$	$\frac{l}{b} = 3,0$	$\frac{l}{b} = 5,0$	$\frac{l}{b} = 10,0$
0,05	0,9811	0,9819	0,9884	0,9894	0,9895	0,9897
0,10	0,8884	0,9280	0,9372	0,9425	0,9443	0,9447
0,15	0,7898	0,8351	0,8623	0,8755	0,8824	0,8830
0,20	0,6947	0,7570	0,7883	0,8127	0,8235	0,8262
0,30	0,5566	0,6213	0,6628	0,7053	0,7301	0,7376
0,50	0,4088	0,4622	0,5032	0,5550	0,6032	0,6264
0,70	0,3249	0,3706	0,4041	0,4527	0,5066	0,5473
1,00	0,2342	0,2786	0,3078	0,3488	0,4008	0,4504
1,50	0,1438	0,1830	0,2098	0,2387	0,2779	0,3303
2,00	0,0939	0,1279	0,1457	0,1749	0,2057	0,2479

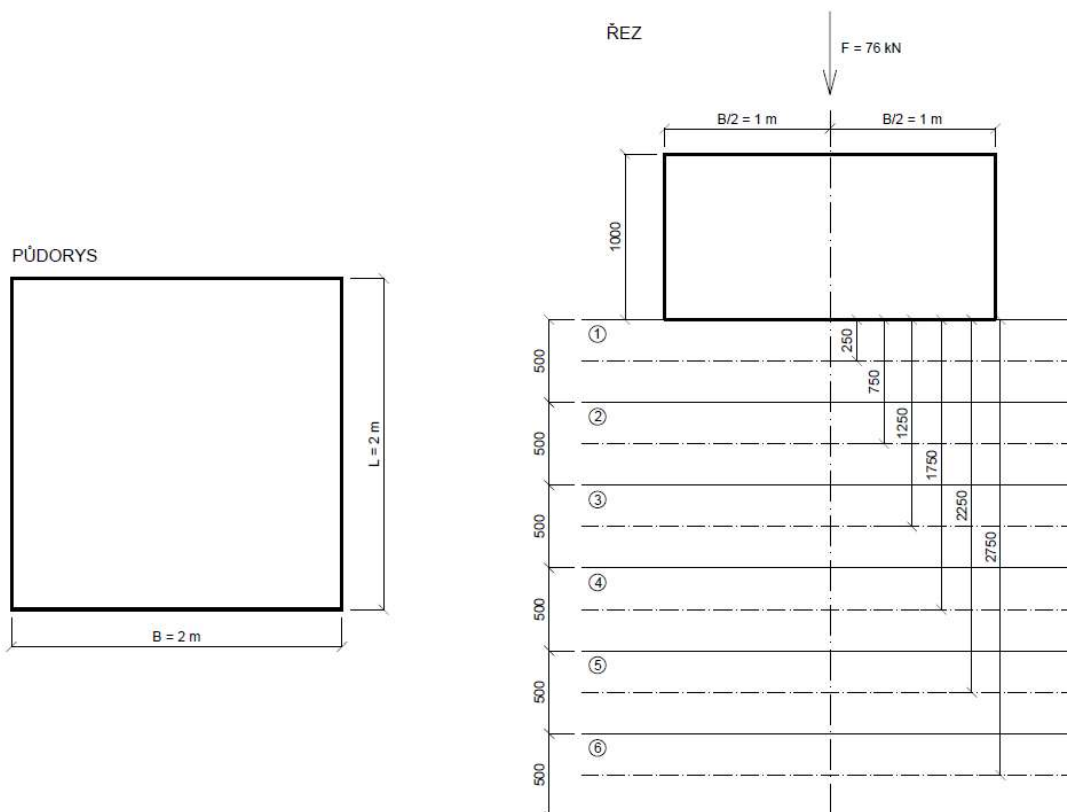
Tab. 6.3 – souřadnice napětí pod charakteristickým bodem; převzato z [13]

$z/B$	$L/B=1$	$L/B=1,5$	$L/B=2$	$L/B=3$	$L/B=5$	$L/B=10$
0,05	0,9808	0,9871	0,9887	0,9894	0,9897	0,9897
0,10	0,8750	0,9280	0,9374	0,9427	0,9444	0,9448
0,15	0,7906	0,8422	0,8633	0,8773	0,8825	0,8837
0,20	0,6940	0,7569	0,7883	0,8129	0,8236	0,8262
0,30	0,5566	0,6214	0,6629	0,7053	0,7301	0,7378
0,50	0,4088	0,4624	0,5017	0,5551	0,6032	0,6264
0,70	0,3226	0,3708	0,4041	0,4530	0,5089	0,5473
1,00	0,2342	0,2794	0,3079	0,3475	0,3993	0,4504
1,50	0,1438	0,1831	0,2082	0,2394	0,2782	0,3295
2,00	0,0939	0,1255	0,1475	0,1750	0,2057	0,2488

Tab. 6.4 – souřadnice napětí pod charakteristickým bodem z výpočtového programu

### 6.2.2 Porovnání ručního výpočtu s výpočtem v MS Excel

Pro ověření zda uvedený výpočtový program počítá sedání správně dle ČSN 73 1001, byl ručně vypočten kontrolní příklad, jehož výsledky lze s programem porovnat. Grafické zadání daného příkladu je uvedeno na *obr. 6.5*.



Obr. 6.5 – zadání kontrolního příkladu

objemová tíha zeminy

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

objemová tíha základu

$$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

opravný součinitel přetížení

$$m = 0,1$$

edometrický modul přetvárnosti

$$E_{\text{oed}} = 20 \text{ MPa}$$

plocha základu

$$A = B \times L = 4 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\text{ol}} = \frac{F}{A} + H \times (\gamma_c - \gamma) = 25 \text{ kPa} \quad (6.2)$$

Interpolace hodnot z *tab. 6.3*:

vrstva	$z_i/B$	$I_{\text{ch}}(z) \dots L/B = 1$
1	0,125	0,8391
2	0,375	0,5012
3	0,625	0,3564
4	0,875	0,2720
5	1,125	0,2116
6	1,375	0,1664

vrstva	$\sigma_{z,i}$ dle rovnice (5.20)	$\sigma_{or,i}$ dle rovnice (5.21)
1	$25 \times 0,8391 = 20,9775 \text{ kPa}$	$19 \times 0,25 = 4,75 \text{ kPa}$
2	$25 \times 0,5012 = 12,53 \text{ kPa}$	$19 \times (0,75 - 0,25) + \sigma_{or,1} = 14,25 \text{ kPa}$
3	$25 \times 0,3564 = 8,91 \text{ kPa}$	$19 \times (1,25 - 0,75) + \sigma_{or,2} = 23,75 \text{ kPa}$
4	$25 \times 0,2720 = 6,8 \text{ kPa}$	$19 \times (1,75 - 1,25) + \sigma_{or,3} = 33,25 \text{ kPa}$
5	$25 \times 0,2116 = 5,29 \text{ kPa}$	$19 \times (2,25 - 1,75) + \sigma_{or,4} = 42,75 \text{ kPa}$
6	$25 \times 0,1664 = 4,16 \text{ kPa}$	$19 \times (2,75 - 2,25) + \sigma_{or,5} = 52,25 \text{ kPa}$

Výsledné sedání z ručního výpočtu spočtené podle rovnice (5.22), přičemž přírůstek z šesti vrstvy je záporný a tedy není do výsledného sedání započítán:

$$s = \frac{20,9775 - 0,1 \times 4,75}{20} \times 0,5 + \frac{12,53 - 0,1 \times 14,25}{20} \times 0,5 + \frac{8,91 - 0,1 \times 23,75}{20} \times 0,5 + \frac{6,8 - 0,1 \times 33,25}{20} \times 0,5 + \frac{5,29 - 0,1 \times 42,75}{20} \times 0,5 = 1,066 \text{ mm}$$

výsledné sedání z výpočtového programu v MS Excel  $s = 1,051 \text{ mm}$

Odchylka obou vypočtených hodnot je způsobena interpolací součinitele  $I_{ch}(z)$  z normové tabulky a pro praktické užití je zanedbatelná. Tím je potvrzena správnost výpočtového programu a lze jej ve srovnávací studii využít.

### 6.3 Výpočet únosnosti podloží

V případové studii budou použity tři konstrukce. Osamělá základová patka jako velmi tuhý prvek, osamělá základová deska naopak jako poddajný prvek a nakonec objekt bytového domu Práčská. Výpočet únosnosti bude proveden pouze na prvních dvou konstrukcích, protože bytový dům bude zatížen dle ČSN EN 1991: Zatížení konstrukcí. Jako podloží byly zvoleny tři zeminy různé tuhosti, a to velmi měkký jílovitý písek, dále tužší, stejnozrný písek a nakonec kvalitní, dobře zrněný štěrk. Únosnost bude pro zmíněné konstrukce stanovena na všech třech podložích, a to za odvozených podmínek. Výpočet bude proveden dle ČSN 73 1001 (731001) [13] postupem shrnutým v sekci 5.1.

Umístění posuzovaných základových konstrukcí je uvažováno na terénu, a tedy prostřední člen rovnice (5.1) bude vždy nulový. Navíc písek a štěrk jsou nesoudržné zeminy, takže při výpočtu únosnosti těchto základových půd bude nulový i první člen rovnice.

### 6.3.1.1 Základová patka

půdorysné rozměry  $B \times L$   $2 \times 2$  m

výška  $H$  1 m

#### Jílovitý písek

objemová tíha  $\gamma$  18 kN/m<sup>3</sup>

charakteristický úhel vnitřního tření  $\varphi$  25 °

charakteristická soudržnost  $c$  25 kPa

Návrhové parametry zeminy jsou dle rovnic (5.14) - (5.16).

$$\gamma_{m\varphi} = \frac{25}{25 - 4} = 1,19 \rightarrow \varphi_d = \frac{25}{1,19} = 21^\circ$$

$$\gamma_{mc} = 2 \rightarrow c_d = \frac{25}{2} = 12,5 \text{ kPa}$$

Dále se stanoví součinitele únosnosti základové půdy z rovnic (5.2), (5.4) a (5.5).

$$N_d = \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{21}{2} \right) \times e^{(\pi \tan 21^\circ)} = 7,071$$

$$N_c = (7,071 - 1) \times \cot 21^\circ = 15,815$$

$$N_b = 1,5(7,071 - 1) \times \tan 21^\circ = 3,496$$

Z rovnic (5.6) a (5.8) se stanoví součinitele tvaru základu.

$$s_c = 1 + 0,2 \frac{2}{2} = 1,2$$

$$s_b = 1 - 0,3 \frac{2}{2} = 0,7$$

Základová konstrukce je uvažována na terénu, a tedy součinitele hloubky založení jsou dle rovnic (5.9) a (5.11).

$$d_c = 1 + \sqrt{\frac{0}{2}} = 1; d_b = 1$$

Zatížení je uvažováno jako svislé a tedy úhel odklonu od svislice  $\delta = 0^\circ$ . Potom pro součinitele šikmosti zatížení jsou dle rovnice (5.12).

$$i_c = i_b = (1 - \tan 0^\circ)^2 = 1$$

Následně lze stanovit únosnost podloží dle rovnice (5.1).

$$R_d = 12,5 \times 15,815 \times 1,2 \times 1 \times 1 + 0 + 18 \times \frac{2}{2} \times 3,496 \times 0,7 \times 1 \times 1 = 281,3 \text{ kPa}$$

Zatížení pro výpočet 2. mezního stavu se určí vydělením únosnosti součinitelem 1,2 podle vztahu (5.17). První index u zatížení značí konstrukci p ... patka, d ... deska a druhý index značí podloží j ... jíl, p ... písek a š ... šterk.

$$f_{p,j} = \frac{281,3}{1,2} = 234,4 \text{ kPa}$$

### Stejnzrnný písek

objemová tíha  $\gamma$  19 kN/m<sup>3</sup>

charakteristický úhel vnitřního tření  $\varphi$  32 °

charakteristická soudržnost  $c$  0 kPa

Návrhové parametry zeminy jsou dle rovnic (5.14) - (5.16).

$$\gamma_{m\varphi} = \frac{32}{32 - 4} = 1,14 \rightarrow \varphi_d = \frac{32}{1,14} = 28^\circ$$

$$\gamma_{mc} = 2 \rightarrow c_d = \frac{0}{2} = 0 \text{ kPa}$$

Všechny potřebné součinitele se stanoví stejně jako v předchozím výpočtu.

$$N_d = \text{tg}^2 \left( 45 + \frac{28}{2} \right) \times e^{(\pi \tan 28)} = 14,72$$

$$N_b = 1,5(14,72 - 1) \times \tan 28 = 10,943$$

$$s_b = 1 - 0,3 \frac{2}{2} = 0,7$$

$$d_b = 1$$

$$i_b = (1 - \tan 0)^2 = 1$$

Potom lze stanovit únosnost.

$$R_d = 0 + 0 + 19 \times \frac{2}{2} \times 10,943 \times 0,7 \times 1 \times 1 = 145,5 \text{ kPa}$$

A nakonec se vypočte mezní zatížení.

$$f_{p,p} = \frac{145,5}{1,2} = 121,3 \text{ kPa}$$

### Dobře zrněný šterk

objemová tíha  $\gamma$  16 kN/m<sup>3</sup>

charakteristický úhel vnitřního tření  $\varphi$  34 °

charakteristická soudržnost  $c$  0 kPa

Návrhové parametry zeminy jsou dle rovnic (5.14) - (5.16).

$$\gamma_{m\varphi} = \frac{34}{34 - 4} = 1,13 \rightarrow \varphi_d = \frac{34}{1,13} = 30^\circ$$

$$\gamma_{mc} = 2 \rightarrow c_d = \frac{0}{2} = 0 \text{ kPa}$$

Všechny potřebné součinitele se stanoví stejně jako v předchozích výpočtech.

$$N_d = \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{30}{2} \right) \times e^{(\pi \tan 30)} = 18,4$$

$$N_b = 1,5(18,4 - 1) \times \tan 30 = 15,067$$

$$s_b = 1 - 0,3 \frac{2}{2} = 0,7$$

$$d_b = 1$$

$$i_b = (1 - \tan 0)^2 = 1$$

Potom lze stanovit únosnost.

$$R_d = 0 + 0 + 16 \times \frac{2}{2} \times 15,067 \times 0,7 \times 1 \times 1 = 168,8 \text{ kPa}$$

A nakonec se vypočte mezní zatížení.

$$f_{p,s} = \frac{168,8}{1,2} = 140,6 \text{ kPa}$$

### 6.3.1.2 Základová deska

Všechny hodnoty součinitelů zemin jsou shodné jako u základové patky a budou převzaty i pro následující výpočty.

půdorysné rozměry  $B \times L$   $10 \times 20 \text{ m}$

výška  $H$   $0,3 \text{ m}$

#### Jílovitý písek

$$R_d = 12,5 \times 15,815 \times 1,2 \times 1 \times 1 + 0 + 18 \times \frac{10}{2} \times 3,496 \times 0,7 \times 1 \times 1 = 457,5 \text{ kPa}$$

Zatížení pro výpočet 2. mezního stavu pak bude:

$$f_{d,j} = \frac{457,5}{1,2} = 381,2 \text{ kPa}$$

#### Stejnzrnný písek

$$R_d = 0 + 0 + 19 \times \frac{10}{2} \times 10,943 \times 0,7 \times 1 \times 1 = 727,7 \text{ kPa}$$

$$f_{d,p} = \frac{727,7}{1,2} = 606,4 \text{ kPa}$$

## Dobře zrněný štěrk

$$R_d = 0 + 0 + 16 \times \frac{10}{2} \times 15,067 \times 0,7 \times 1 \times 1 = 843,7 \text{ kPa}$$

$$f_{d,s} = \frac{843,7}{1,2} = 703,1 \text{ kPa}$$

Výsledky výpočtů únosnosti pro jednotlivé kombinace základových konstrukcí a podloží jsou shrnuty v *tab. 6.6*

	Jílovitý písek	Stejnozrnný písek	Dobře zněný štěrk
Základová patka	234,4	121,3	140,6
Základová deska	381,2	606,4	703,1

*Tab. 6.6 – vypočtené únosnosti podloží [kPa]*

Z uvedených výsledků je zřejmé, že na únosnost podloží má kromě vlastností zeminy významný vliv geometrie základové konstrukce. Proto je třeba kontrolovat i 2. mezní stav, který je často rozhodující. Všechny následující výpočty sedání jsou provedeny maximálně se zatíženími stanovenými v této kapitole, aby 1. mezní stav ve všech případech vyhověl.

## 6.4 Porovnání výpočtu sedání dle ČSN 731001 s modulem RF-SOILIN

Při výpočtu interakce základové konstrukce se zemním podložím v softwaru Dlubal je využit model nosné konstrukce stavby a model podloží – viz kapitola 6.1. V tomto porovnání budou použity pouze výstupy z modelu podloží, který pro výpočet sedání nezohledňuje tuhost posuzované konstrukce. Sedání ovšem není vypočteno přesně pod charakteristickým bodem základu, ale v bodech zvoleného rastru v ploše základu. Průměr ze všech těchto hodnot bude porovnán s výpočtem dle ČSN 73 1001 [13] provedeném pomocí výpočtového programu v MS Excel. Jelikož oba postupy výpočtu se liší, tak lze očekávat určité odchylky ve výsledcích.

#### 6.4.1.1 Základová patka

Patka byla uvažována s rovnoměrným plošným zatížením  $f_{p,p} = 121,3 \text{ kN/m}^2$ , které zahrnuje i vlastní tíhu základu. V příloze 2a je uveden protokol základové konstrukce ze softwaru Dlubal, ve kterém jsou popsány základní informace o modelu a také poloha posuzovaného řezu A.

## **základová konstrukce**

půdorysné rozměry B × L 2 × 2 m

výška H 1 m



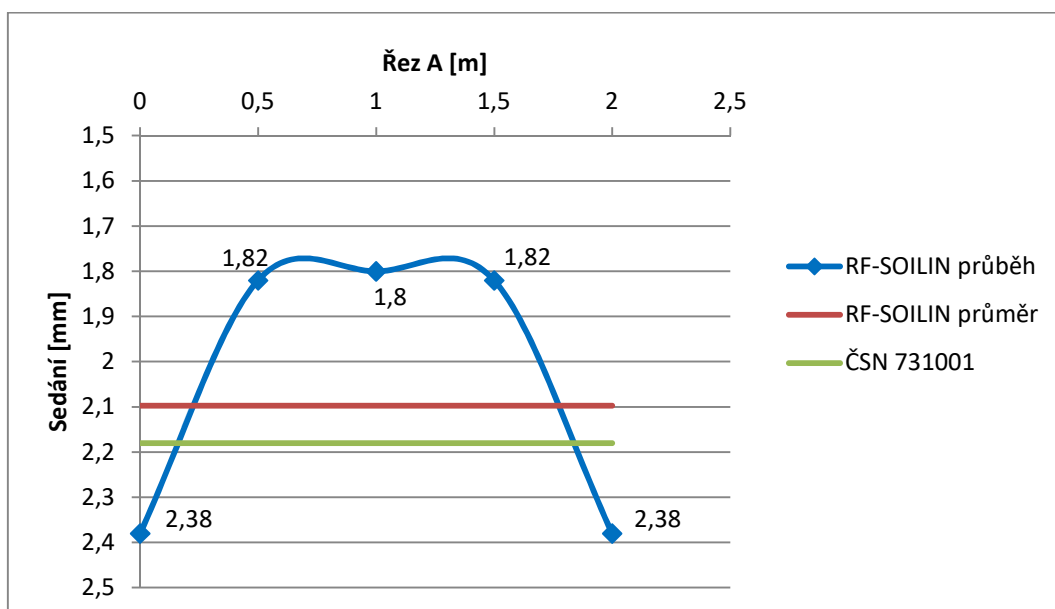
## podloží

zemina	stejnozrnný písek
objemová tíha $\gamma$	19 kN/m <sup>3</sup>
deformační modul přetvárnosti $E_{\text{def}}$	45 MPa
opravný součinitel přetížení $m$	0,2
Poissonovo číslo	0,28

## výsledky

sedání dle ČSN 73 1001	2,18 mm
průměrné sedání v celé ploše základu z modulu RF-SOILIN	2,10 mm

Výsledky výpočtu jsou graficky porovnány na *obr. 6.7*.



Obr. 6.7 – srovnání hodnot sedání základové patky na písčitém podloží

### 6.4.1.2 Základová deska

Z důvodu přesnosti výpočtu v softwaru Dlubal bylo pro desku zvoleno menší zatížení než je vypočtené mezní zatížení  $f_{d,p}$  a to 40 kN/m<sup>2</sup>, které je uvažováno včetně vlastní tíhy základu. Při větším zatížení iterační výpočet modulu RF-SOILIN nedosáhne konvergenčního kritéria, jehož toleranci je možné ručně zvětšit, ale tím se výsledky zatíží velkou nepřesností. Tento trend byl zjištěn pouze u poddajné desky, přičemž s rostoucí tuhostí podloží je znatelnější. V příloze 2b je uveden protokol základové desky ze softwaru Dlubal. Protože byl tento model vytvořen stejným postupem jako základová patka z předchozí kapitoly, tak jsou v protokolu uvedeny pouze rozměry konstrukce a schéma s polohou dále posuzovaných řezů.

### základová konstrukce

půdorysné rozměry  $B \times L$  10 × 20 m

výška H 0,3 m

### podloží

zemina stejnozrnný písek

objemová tíha  $\gamma$  19 kN/m<sup>3</sup>

deformační modul přetvárnosti  $E_{\text{def}}$  45 MPa

opravný součinitel přetížení m 0,2

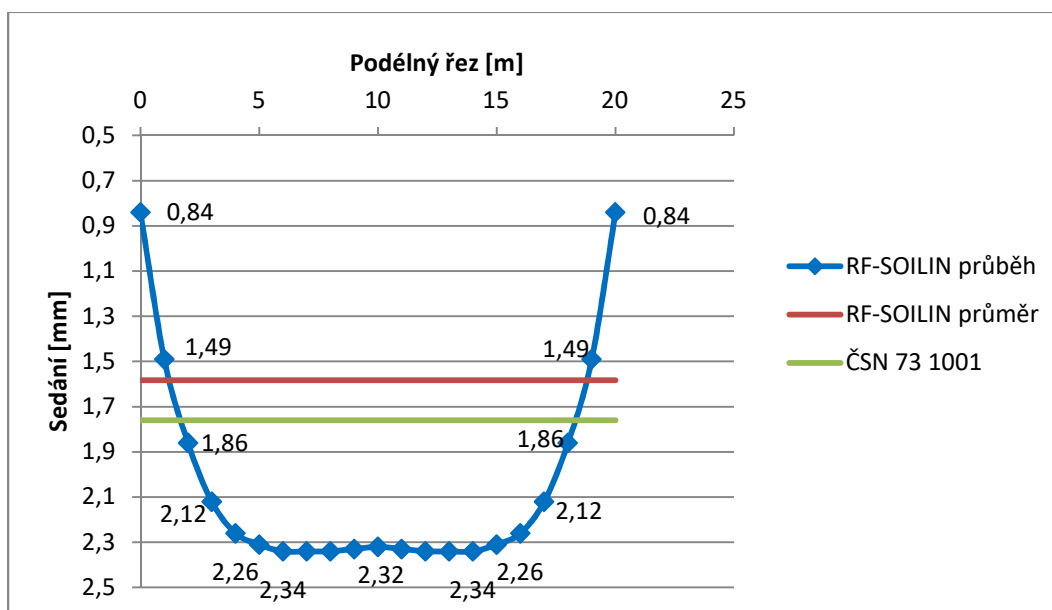
Poissonovo číslo 0,28

### výsledky

sedání dle ČSN 73 1001 1,76 mm

průměrné sedání v celé ploše základu z modulu RF-SOILIN 1,58 mm

Výsledky výpočtu jsou graficky porovnány na obr. 6.8



Obr. 6.8 – srovnání hodnot sedání základové desky na písčitém podloží

U obou posuzovaných základů je ve vypočteném sedání předpokládaná odchylka. Tento rozdíl je pro praktické účely zanedbatelný, a tedy lze uvažovat, že v obou výpočetních postupech srovnávací studie, popsanych v kapitolách 6.1.1 a 6.1.2, jsou výsledky sedání srovnatelné. Je tedy možné tyto postupy vzájemně porovnávat.

## 6.5 Analýza výpočtu sedání v programu Dlubal RFEM s modulem RF-SOILIN

Jak již bylo diskutováno dříve, software Dlubal RFEM při řešení interakce budovy s podložím pracuje se dvěma modely. Jedná se o konečněprvkový model nosných konstrukcí budovy (řešený hlavním programem RFEM) a model sedání (řešený

modulem RF-SOILIN). V prvním jmenovaném je podloží reprezentováno pomocí technicky efektivního modelu, jehož parametry jsou iterativně určeny prostřednictvím modelu sedání. Při výpočtu sedání v modulu RF-SOILIN se neuvažuje tuhost vrchní a spodní konstrukce a základu, ovšem model budovy při výpočtu svislé deformace tuto tuhost zohledňuje. Při kontrole výsledků bylo zjištěno, že hodnoty sedání, které vypisuje hlavní program RFEM a ty, které vychází z modulu RF-SOILIN, se liší. Dle informací od technické podpory firmy Dlubal je příčinou zmíněné zanedbání tuhosti budovy a také to, že výsledky jsou vypisované pro jiné iterace řešení. Abychom získali lepší představu o tom, jak významné tyto rozdíly mohou být, byla vypracována porovnání na základových konstrukcích z předchozí kapitoly s uvažováním tří různě tuhých podloží z kapitoly 6.3.

#### 6.5.1.1 Základová patka

##### Jílovitý písek

zatížení z kapitoly 6.3	234,4 kN/m <sup>2</sup>
objemová tíha $\gamma$	18 kN/m <sup>3</sup>
deformační modul přetvárnosti $E_{\text{def}}$	10 MPa
opravný součinitel přetížení $m$	0,2
Poissonovo číslo	0,35

Výsledky viz *obr. 6.9*.

##### Stejnozrnný písek

zatížení z kapitoly 6.3	121,3 kN/m <sup>2</sup>
objemová tíha $\gamma$	19 kN/m <sup>3</sup>
deformační modul přetvárnosti $E_{\text{def}}$	45 MPa
opravný součinitel přetížení $m$	0,2
Poissonovo číslo	0,28

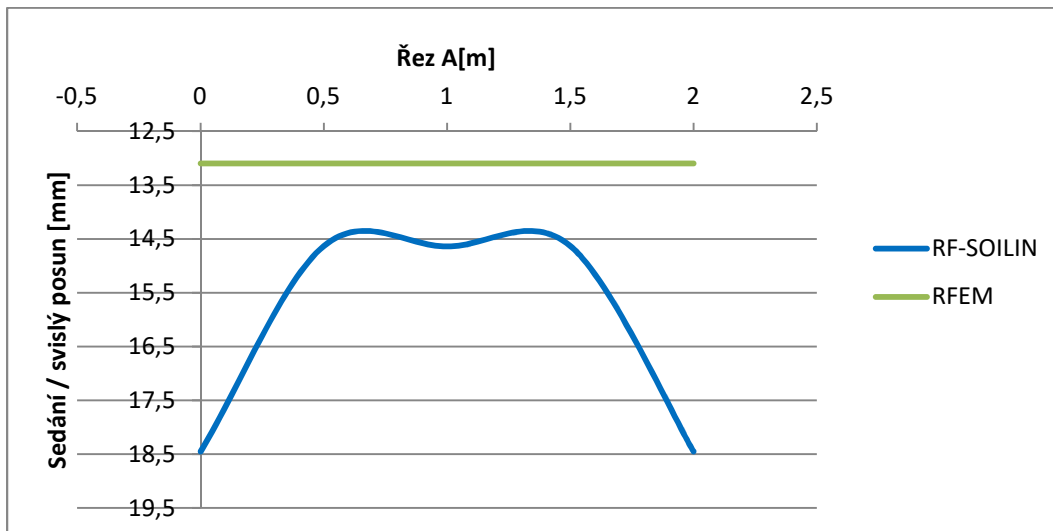
Výsledky viz *obr. 6.10*.

##### Dobře zrněný štěrk

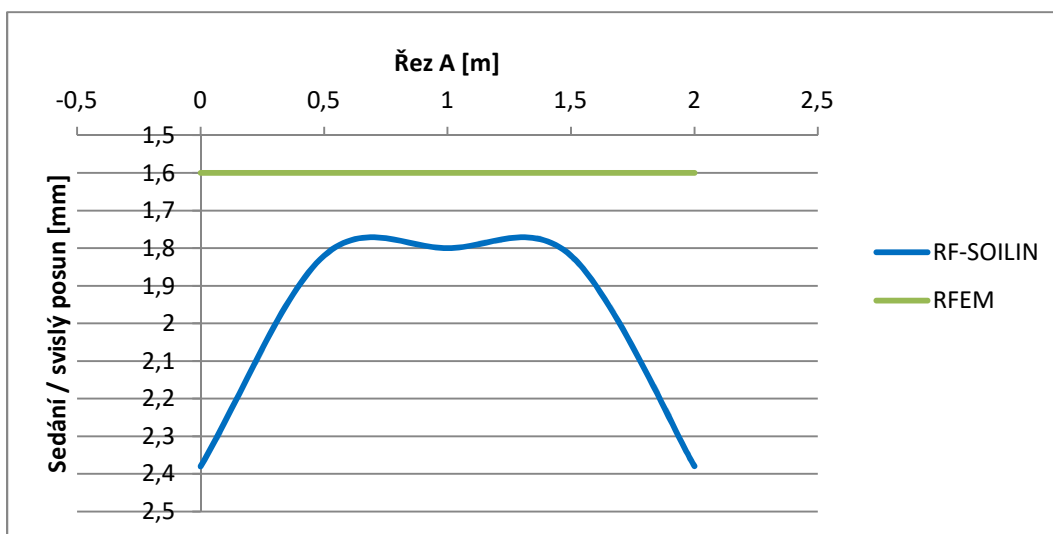
zatížení z kapitoly 6.3	140,6 kN/m <sup>2</sup>
objemová tíha $\gamma$	16 kN/m <sup>3</sup>
deformační modul přetvárnosti $E_{\text{def}}$	200 MPa
opravný součinitel přetížení $m$	0,2
Poissonovo číslo	0,2

Výsledky viz *obr. 6.11*.

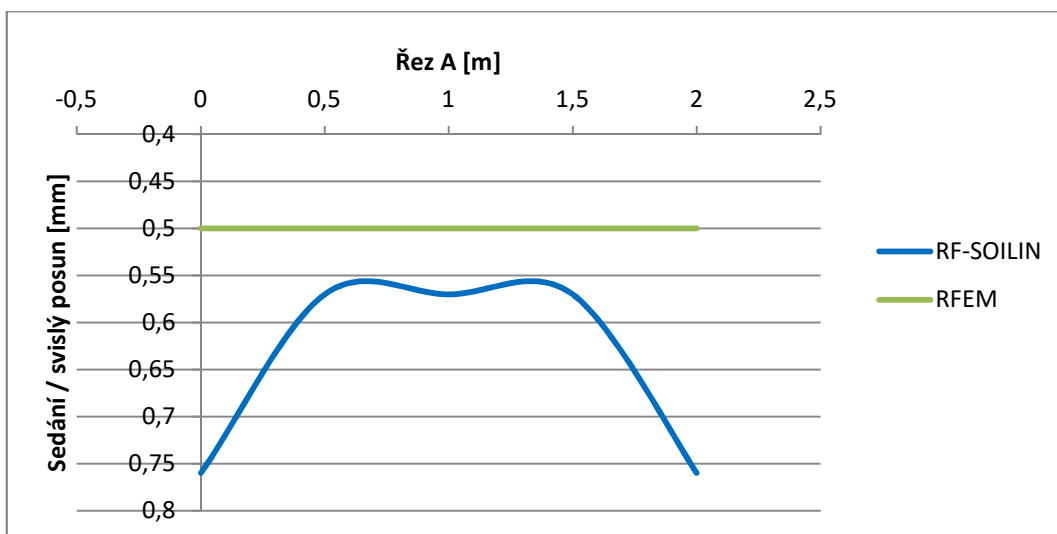
Z důvodu velké tuhosti patky je svislý posun z modelu základu téměř konstantní. Ve všech případech je patrné, že při vysoké tuhosti základu model RFEM dává mírně menší sednutí než je výsledek modulu RF- SOILIN.



Obr. 6.9 – porovnání sedání a svislého posunu na základové patce s jílovitým podložím



Obr. 6.10 - porovnání sedání a svislého posunu na základové patce s písčitém podložím



Obr. 6.11 - porovnání sedání a svislého posunu na základové patce se štěrkovitým podložím

### 6.5.1.2 Základová deska

Všechny parametry zemin jsou stejné jako v předchozí kapitole. Zatížení základové desky bylo nutné snížit oproti meznímu zatížení stanovenému v kapitole 6.3 z důvodu přesnosti výsledků z modulu RF-SOILIN, stejně jako u posouzení v kapitole 6.4.

#### Jílovitý písek

zatížení  $40 \text{ kN/m}^2$

Výsledky viz obr. 6.12.

#### Stejnozrnňý písek

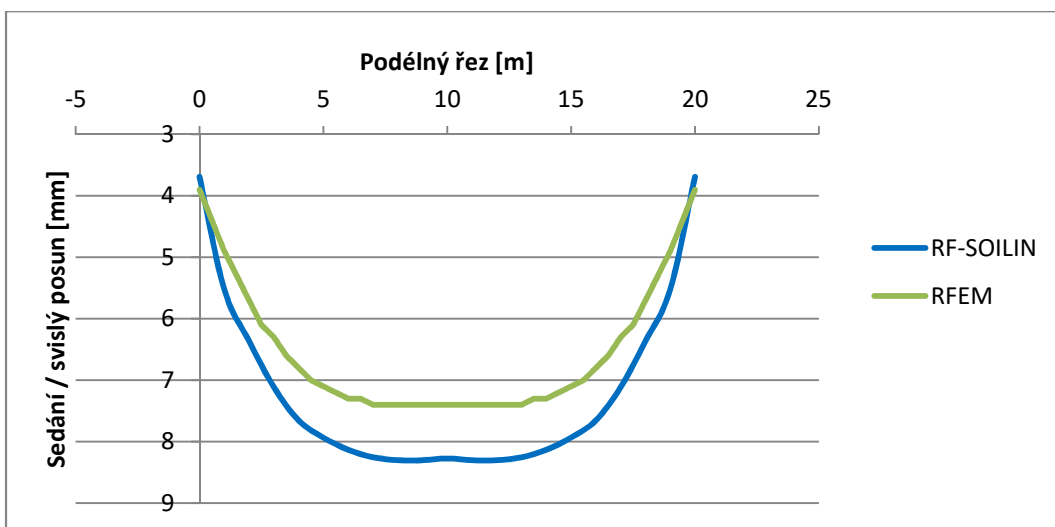
zatížení  $40 \text{ kN/m}^2$

Výsledky viz obr. 6.13.

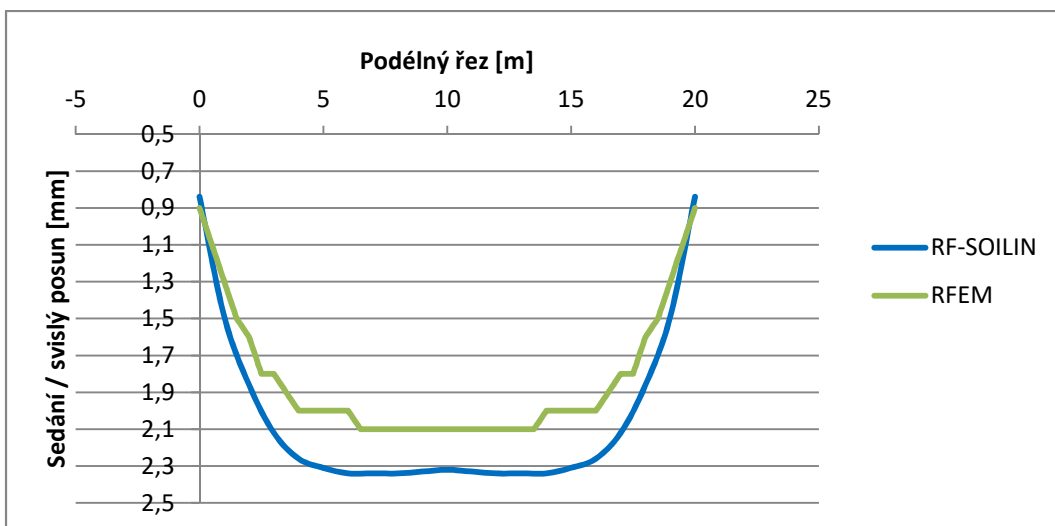
#### Dobře zrnňý štěrk

zatížení  $40 \text{ kN/m}^2$

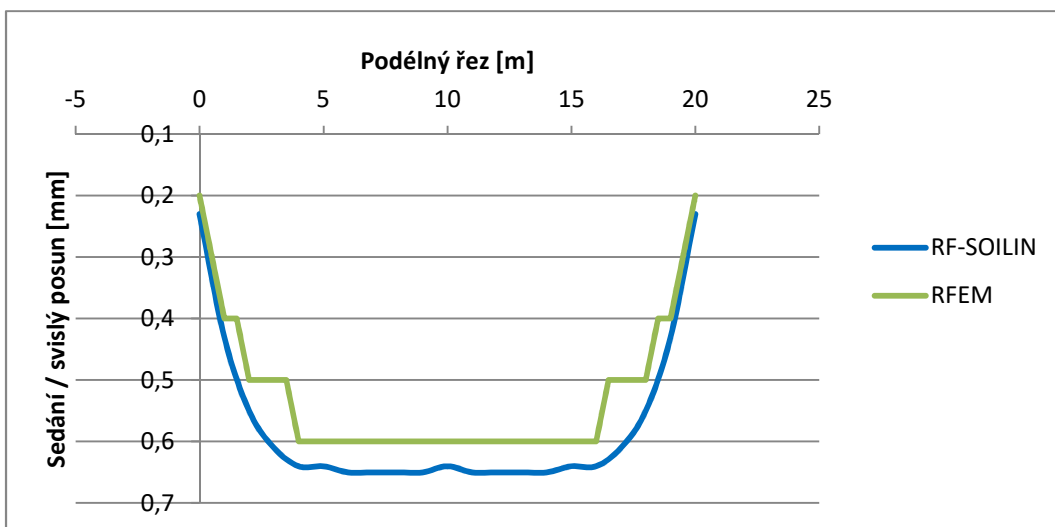
Výsledky viz obr. 6.14.



Obr. 6.12 – porovnání sedání a svislého posunu na základové desce s jílovitým podložím



Obr. 6.13 – porovnání sedání a svislého posunu na základové desce s písčitém podložím



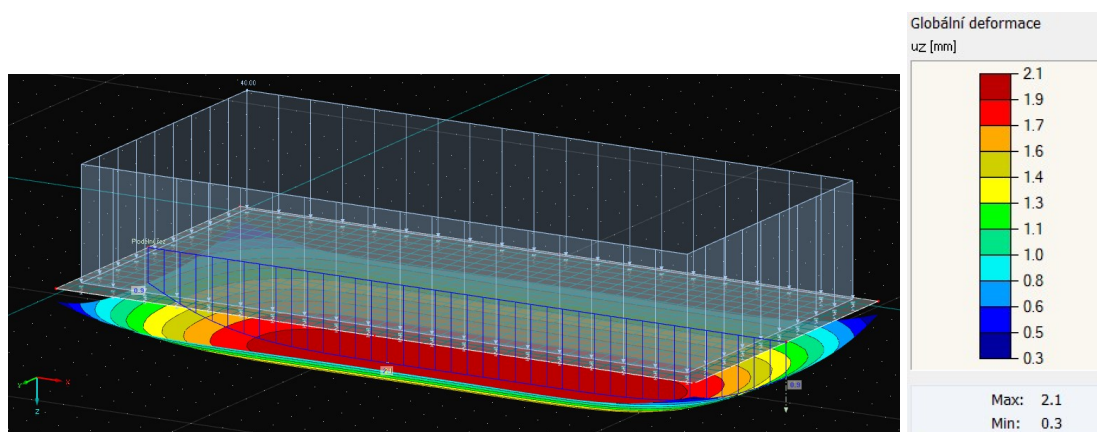
Obr. 6.14 – porovnání sedání a svislého posunu na základové desce se štěrkovitým podložím

Oproti tuhé základové patce vykazuje poddajná deska v modelu konstrukce RFEM nekonstantní průběh svislého posunu. Ovšem i u této poddajné konstrukce je zřejmé, že modul RF-SOILIN stanovuje trochu vyšší hodnoty svislého posunu (sednutí).

U obou posuzovaných extrémních případů tuhé a poddajné základové konstrukce se potvrdil předpoklad rozdílných výstupů sedání. Praktický význam mají pouze hodnoty vypočtené modelem budovy (RFEM), který zohledňuje tuhost posuzované konstrukce. V dalších částech práce budou tedy použity pouze tyto hodnoty sedání.

Na *obr. 6.15* je zobrazen model základové desky na písčitém podloží v pracovním prostředí softwaru Dlubal. Je zde průběh svislé deformace rozdělený pomocí barevné škály v ploše základu a také je patrný průběh v posuzovaném řezu uprostřed desky.

V příloze 3a-c jsou uvedeny údaje o posuzovaných modelech podloží.



*Obr. 6.15 – model základové desky na písčitém podloží*

## 6.6 Porovnání kontaktních napětí a sednutí

Pro namáhání a přetvoření základů i nosné konstrukce budovy hraje při interakci s podložím významnou roli rozdělení kontaktního napětí a svislého posunu (sednutí) v základové spáře. Obě tato rozdělení lze získat jako výstupy z výpočtu provedeného na modelu budovy pomocí hlavního programu RFEM. Připomeňme, že v modelu budovy je podloží reprezentováno modelem winklerovského typu, který je definován pomocí konstant  $C$ . Pro určení těchto konstant byly prezentovány v kapitole 6.1 dva postupy: pokročilý a zjednodušený. Pro vyhodnocení vhodnosti obou těchto postupů, což je

hlavním cílem práce, tedy budou porovnána rozdělení svislých posunů a kontaktních napětí vypočtená programem RFEM. U objektu bytového domu budou navíc porovnány hodnoty ohybových momentů základové konstrukce.

Závěrečné porovnání výpočetních postupů, popsáných v kapitolách 6.1.1 a 6.1.2, bude provedeno na třech konstrukcích. Do studie byla vybrána základová patka diskretizovaná pomocí deskových konečných prvků. Podrobnosti modelu jsou popsány v příloze 2a. Dále základová deska, jejíž model byl v softwaru Dlubal připraven stejným postupem jako model patky, a tedy v příloze 2b je uvedena pouze zkrácená verze protokolu modelu desky, který obsahuje všechny údaje odlišné od modelu základové patky. Polohy posuzovaných řezů jsou také znázorněny v daných přílohách. Posledním použitým modelem bude bytový dům Práčská. Jedná se o železobetonovou, monolitickou konstrukci s jedním podzemním a čtyřmi nadzemními podlažími. Konstrukční systém v suterénu je sloupový a v nadzemních podlažích stěnový. Původně se základová konstrukce domu skládala ze základové desky v kombinaci s pilotami, ale z ekonomických důvodů nejsou piloty použity. Pro tento objekt byl vytvořen trojrozměrný, deskostěnový model popsáný protokolem v příloze 4.

U všech použitých konstrukcí bude porovnání provedeno na třech podložích o různé tuhosti. Stejná podloží, včetně všech parametrů, byla použita v kapitole 6.5 pro analýzu modulu RF-SOILIN.

Pro všechny zmíněné konfigurace byl proveden výpočet konstant podloží jak pokročilým způsobem s pomocí modulu RF-SOILIN (6.1.1), tak zjednodušenou metodou (6.1.2). Porovnané hodnoty svislých posunů, kontaktních napětí a ohybových momentů jsou pak převzaty z výpočtu provedených hlavním programem RFEM na modelech základů (patka, deska) nebo nosné konstrukce celé budovy (BD Práčská). Veškeré hodnoty tuhostí  $C$  uvedené v následujících sekcích se týkají výpočtu zjednodušenou metodou, přičemž smykový roznos je dle *tab. 6.1* uvažován jako střední, což odpovídá polovině tuhosti svislé.

### 6.6.1 Jílovité podloží

Pro nejméně kvalitní jílovitou základovou půdu byly pro primární výpočet odhadnuty tuhosti uvedené v *tab. 6.16*, ve které jsou zároveň opravené hodnoty těchto tuhostí určené na základě zjednodušeného postupu (6.1.2). Dále je v tabulce uvedeno zatížení základových konstrukcí, které bylo použito pro výpočty na jílovitém podloží.

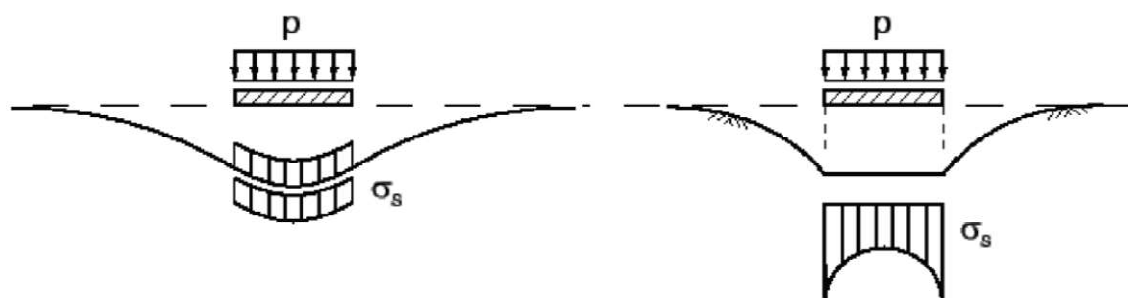


	$C_{u,z}$ [MN/m <sup>3</sup> ]	$C_{v,xz}$ [MN/m]	$C_{v,xy}$ [MN/m]	Zatížení [kN/m <sup>2</sup> ]
Odhad	6,0	3,0	3,0	-
Patka	13,77	6,89	6,89	234,4
Deska	6,17	3,09	3,09	40
BD Práčská	2,55	1,28	1,28	ČSN EN 1991

Tab. 6.16 – tuhosti jílovitého podloží pro zjednodušenou metodu výpočtu

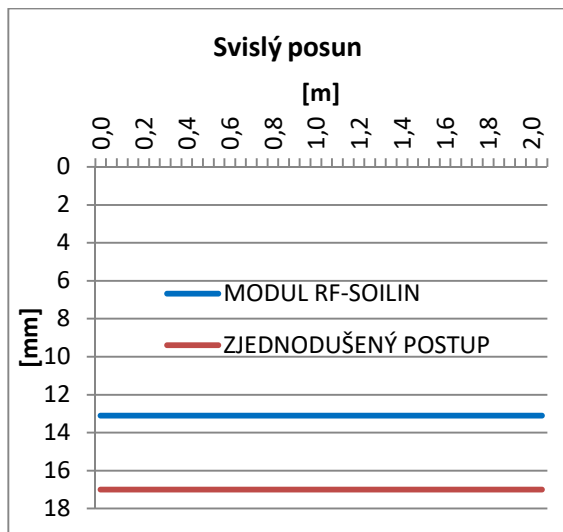
S těmito hodnotami byly analyzovány modely základů na pružném jílovitém podloží v programu RFEM. Vypočtené svislé posuny, kontaktní napětí a příp. ohybové momenty jsou pro základovou patku na *obr. 6.18* a *obr. 6.19*, pro základovou desku na *obr. 6.20* až *obr. 6.23* a pro bytový dům Práčská na *obr. 6.24* až *obr. 6.31*. Na těchto obrázcích jsou tyto hodnoty porovnány s výsledky získanými na stejných modelech, kde však byly použity konstanty podloží určené pomocí modulu RF-SOILIN. Z obrázků je patrné, že na měkkém podloží jsou hodnoty svislého posunu získané zjednodušeným postupem vyšší u konstrukcí s velkou tuhostí. U modelu základové desky, jejíž tuhost je relativně nejmenší, tento trend neplatí a lokálně jsou větší hodnoty svislého posunu z modulu RF-SOILIN. Kontaktní napětí a ohybové momenty vykazují velmi podobný charakter a potvrzují, že výsledky zjednodušeného výpočetního postupu jsou u tuhých konstrukcí zpravidla v absolutní hodnotě větší. To neplatí u kontaktních napětí po obvodě posuzovaných konstrukcí. Extrémní hodnoty vypočtené modulem RF-SOILIN jsou zde důsledkem velké relativní tuhosti základových konstrukcí oproti podloží, díky které se koncentruje napětí podél obvodů konstrukcí. Tato závislost je patrná z *obr. 6.17*, kde v levé části je velmi poddajný základ a v pravé naopak tuhý.

Lze tedy předpokládat, že v modelech objektů rodinných nebo bytových domů s tuhou základovou deskou na velmi měkkém podloží budou výsledky zjednodušeného výpočetního modelu na bezpečné straně.

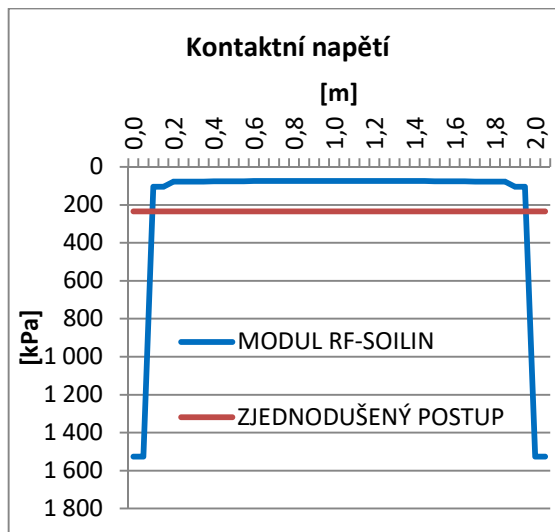


Obr. 6.17 - závislost tuhosti základu na rozdělení kontaktního napětí v RF-SOILIN; převzato z [14]

## Základová patka

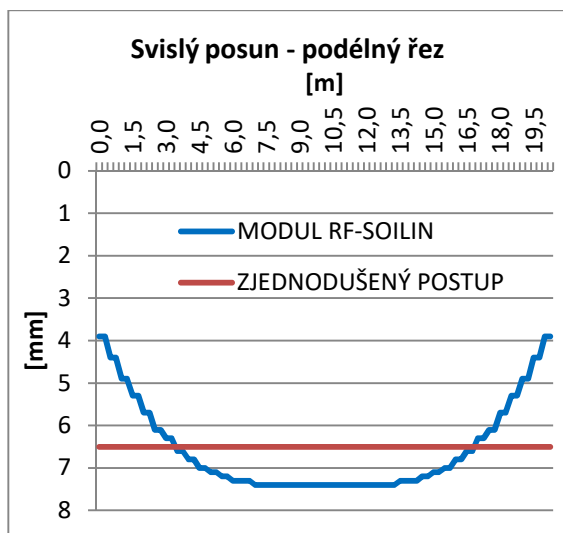


Obr. 6.18 – svislý posun základové patky na jílovitém podloží v řezu A

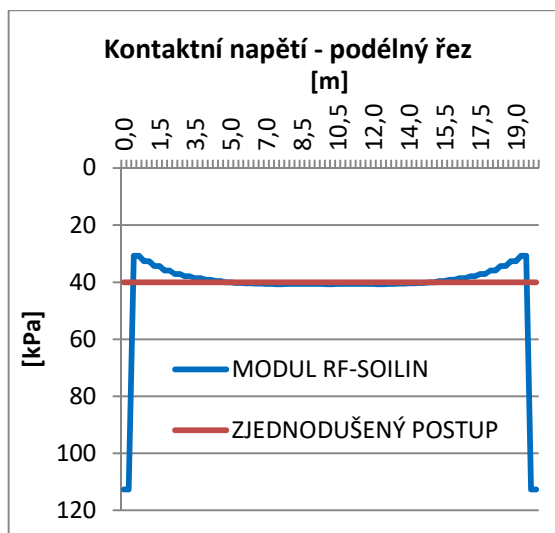


Obr. 6.19 – kontaktní napětí základové patky na jílovitém podloží v řezu A

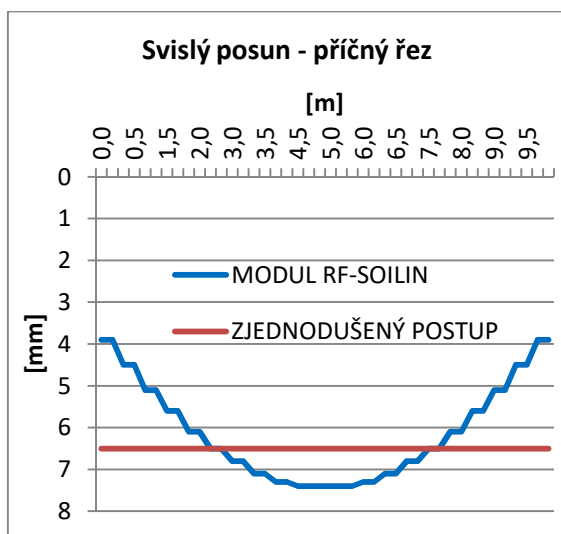
## Základová deska



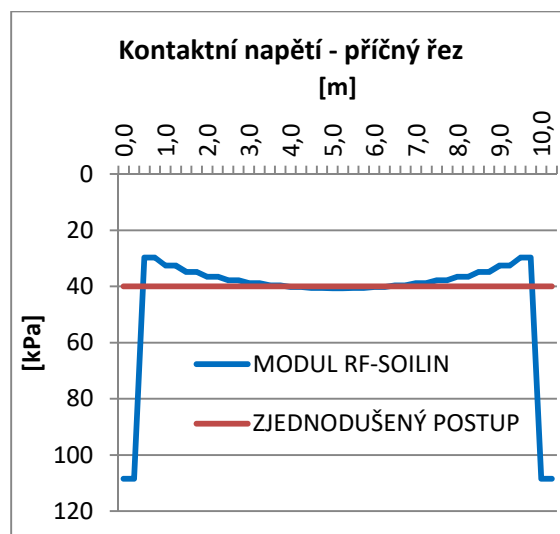
Obr. 6.20 - svislý posun základové desky na jílovitém podloží v podélném řezu



Obr. 6.21 - kontaktní napětí základové desky na jílovitém podloží v podélném řezu

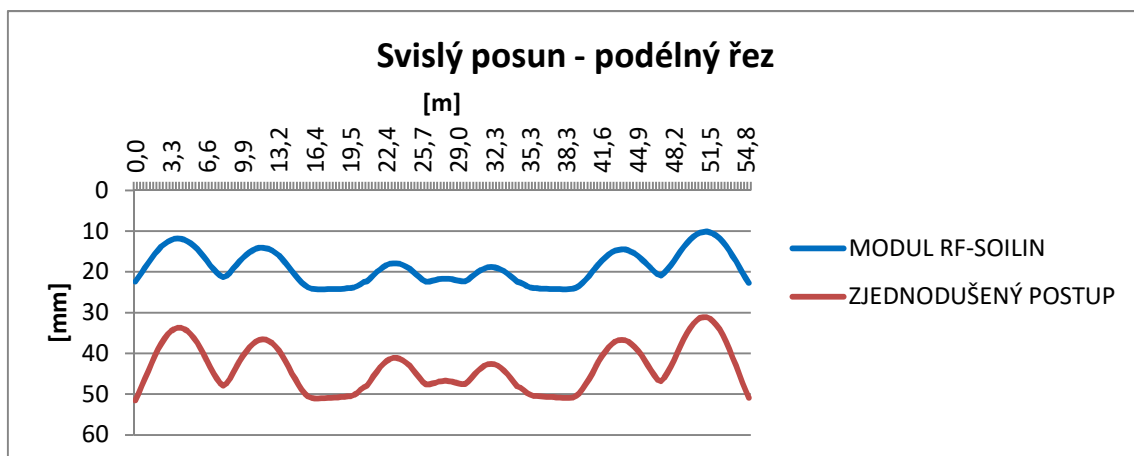


Obr. 6.22 - svislý posun základové desky na jílovitém podloží v příčném řezu

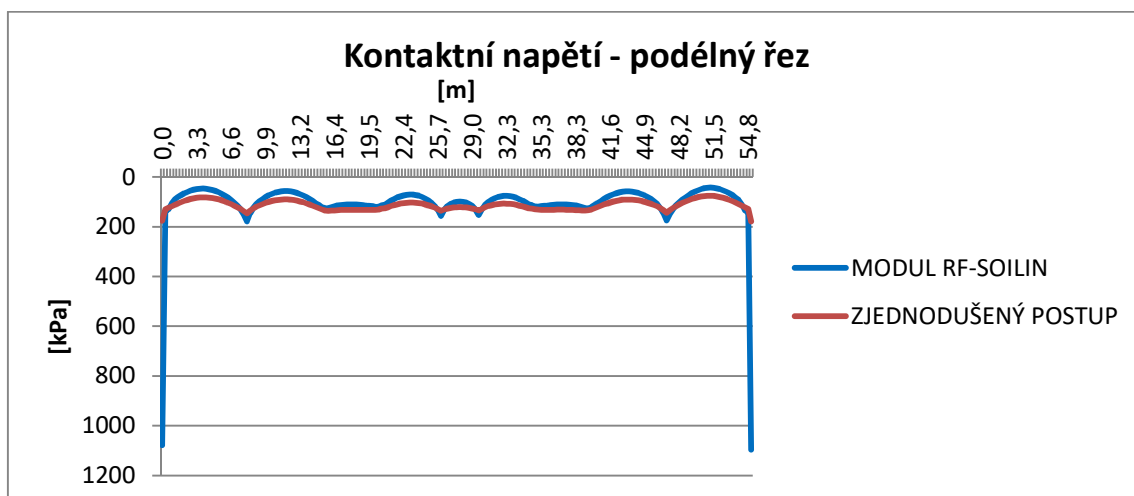


Obr. 6.23 - kontaktní napětí základové desky na jílovitém podloží v příčném řezu

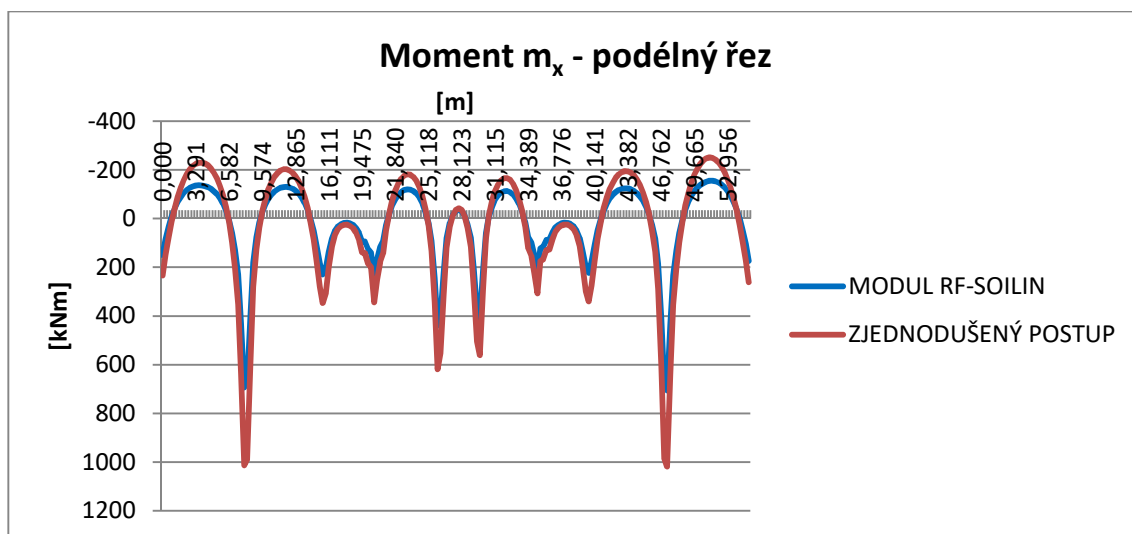
### Bytový dům Práčská



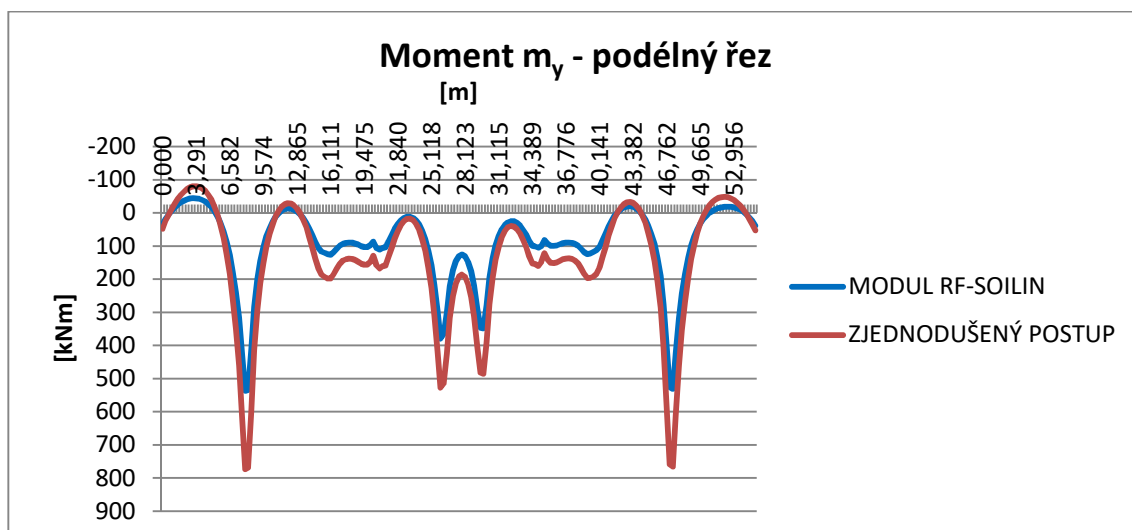
Obr. 6.24 – svislý posun základové desky BD Práčská na jílovitém podloží v podélném řezu



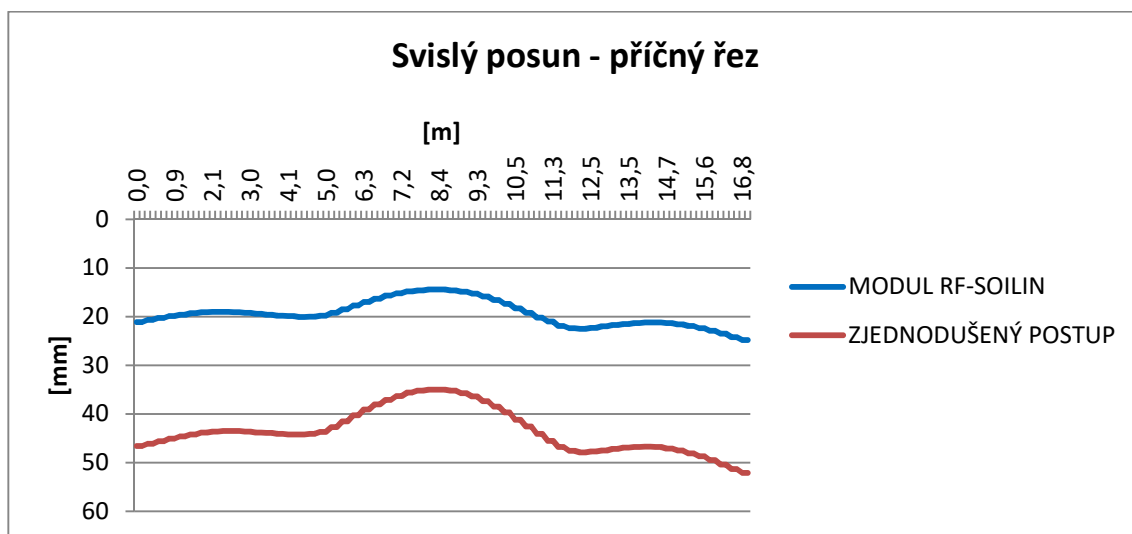
Obr. 6.25 – kontaktní napětí základové desky BD Práčská na jílovitém podloží v podélném řezu



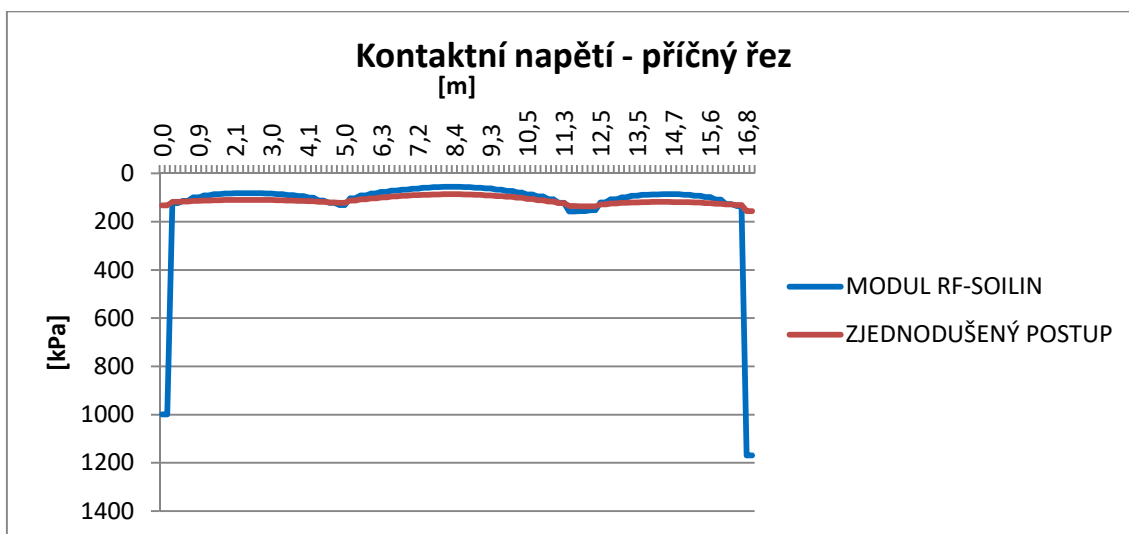
Obr. 6.26 – moment  $m_x$  základové desky BD Práčská na jílovitém podloží v podélném řezu



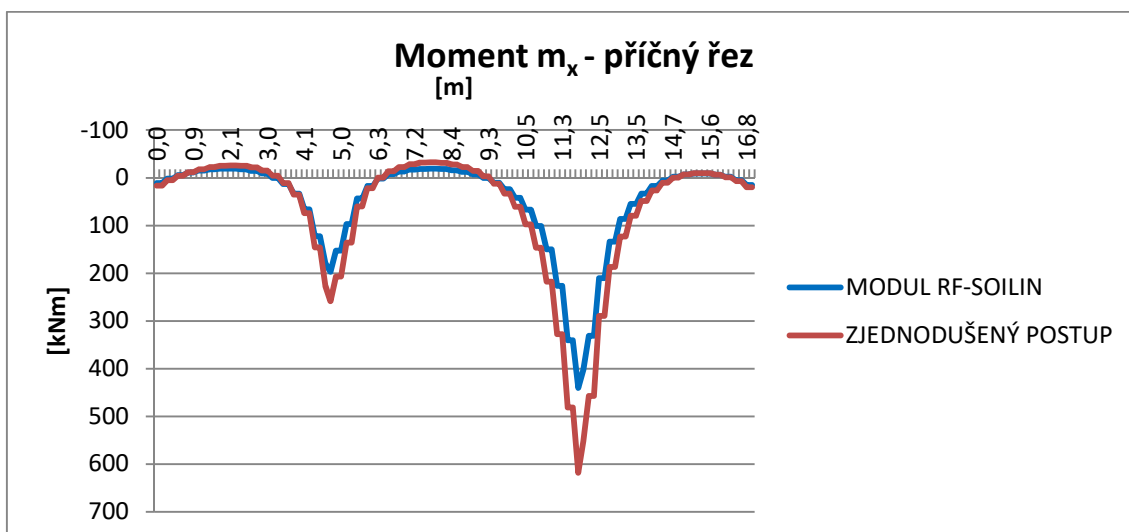
Obr. 6.27 - moment  $m_y$  základové desky BD Práčská na jílovitém podloží v podélném řezu



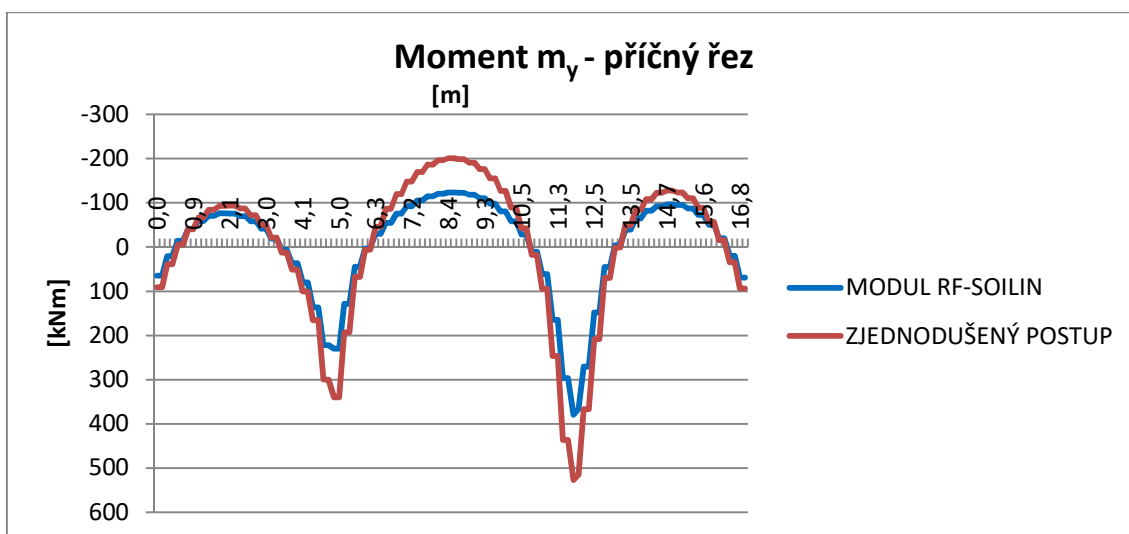
Obr. 6.28 - svislý posun základové desky BD Práčská na jílovitém podloží v příčném řezu



Obr. 6.29 - kontaktní napětí základové desky BD Práčská na jílovitém podloží v příčném řezu



Obr. 6.30 - moment  $m_x$  základové desky BD Práčská na jílovitém podloží v příčném řezu



Obr. 6.31 - moment  $m_y$  základové desky BD Práčská na jílovitém podloží v příčném řezu

### 6.6.2 Písčité podloží

Pro poměrně kvalitní písčitou základovou půdu byly pro primární výpočet odhadnuty tuhosti uvedené v *tab. 6.32*, ve které jsou zároveň opravené hodnoty těchto tuhostí určené na základě zjednodušeného postupu (6.1.2). Dále je v tabulce uvedeno zatížení základových konstrukcí, které bylo použito pro výpočty na písčitém podloží.

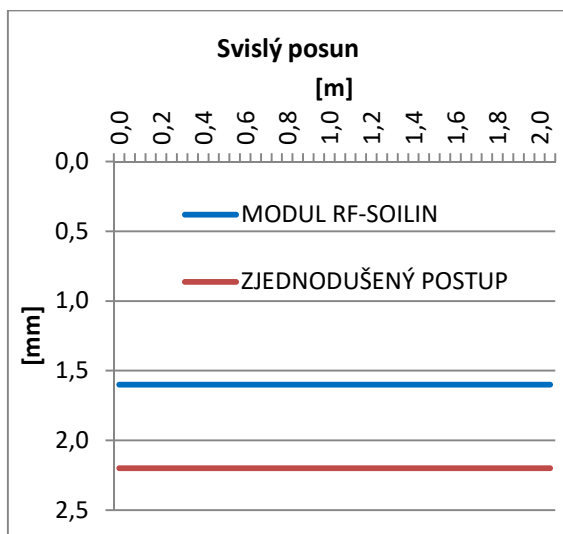
	$C_{u,z}$ [MN/m <sup>3</sup> ]	$C_{v,xz}$ [MN/m]	$C_{v,xy}$ [MN/m]	Zatížení [kN/m <sup>2</sup> ]
Odhad	25,0	13,0	13,0	-
Patka	55,64	27,82	27,82	121,3
Deska	22,73	11,36	11,36	40
BD Práčská	9,02	4,51	4,51	ČSN EN 1991

*Tab. 6.32 - tuhosti písčitého podloží pro zjednodušenou metodu výpočtu*

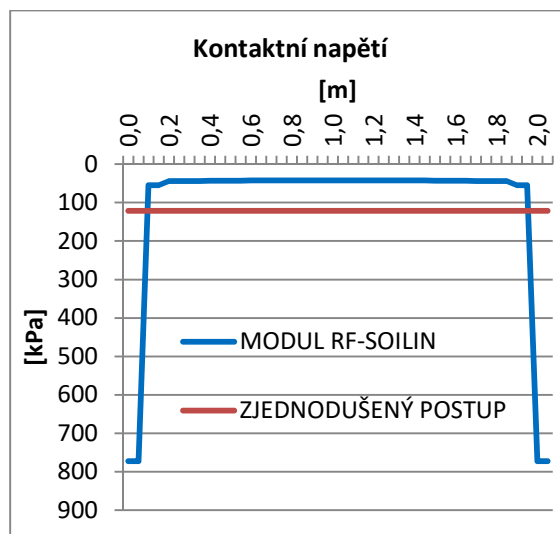
S těmito hodnotami byly analyzovány modely základů na pružném, písčitém podloží v programu RFEM. Vypočtené svislé posuny, kontaktní napětí a příp. ohybové momenty jsou pro základovou patku na *obr. 6.33* a *obr. 6.34*, pro základovou desku na *obr. 6.35* až *obr. 6.38* a pro bytový dům Práčská na *obr. 6.39* až *obr. 6.46*. Na těchto obrázcích jsou tyto hodnoty porovnány s výsledky získanými na stejných modelech, kde však byly použity konstanty podloží určené pomocí modulu RF-SOILIN. Z obrázků je patrné, že všechny výsledky na písčitém podloží jsou podobné jako u podloží jílovitého. Svislý posun je u tuhých konstrukcí větší při výpočtu pomocí zjednodušeného postupu. Zatímco u poddajné, osamělé základové desky je opět svislý posun z modulu RF-SOILIN ve střední části řezů větší. U výsledků z modulu RF-SOILIN se také opět vlivem relativní tuhosti základových konstrukcí projevuje distribuce kontaktního napětí – viz *obr. 6.17*, což je příčinou extrémních hodnot po obvodě základů. Hodnoty ohybových momentů u základové konstrukce bytového domu určené zjednodušeným postupem jsou v oblastech navazujících sloupů i v poli zpravidla větší.

Lze znovu předpokládat, že svislé posuny, kontaktní napětí a ohybové momenty v tuhých základových konstrukcích stanovené pomocí zjednodušené výpočetní metody budou v absolutní hodnotě větší, a tedy na bezpečné straně.

## Základová patka

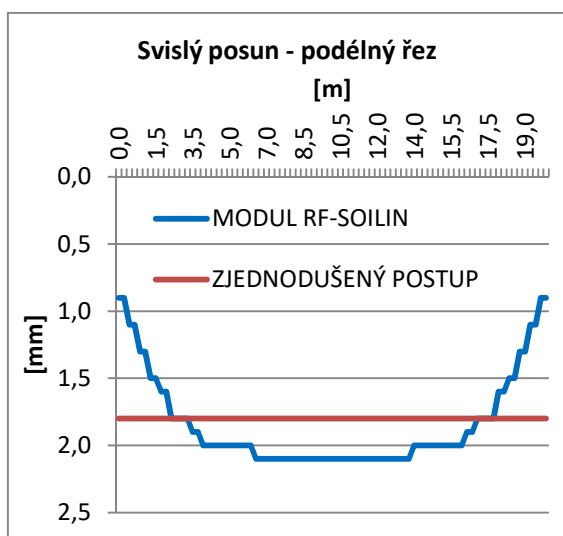


Obr. 6.33 - svislý posun základové patky na písčitém podloží v řezu A

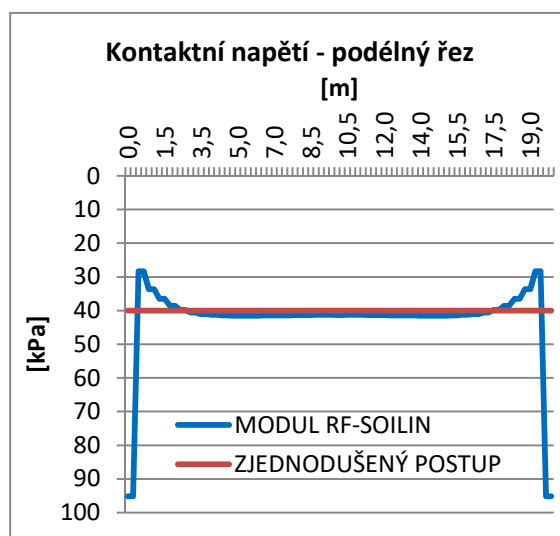


Obr. 6.34 – kontaktní napětí základové patky na písčitém podloží v řezu A

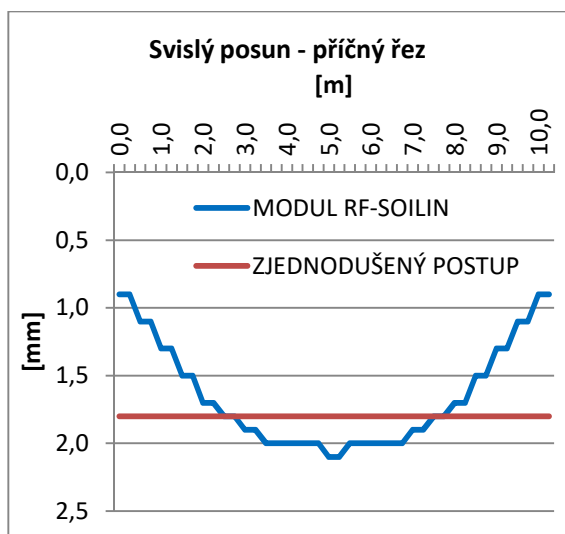
## Základová deska



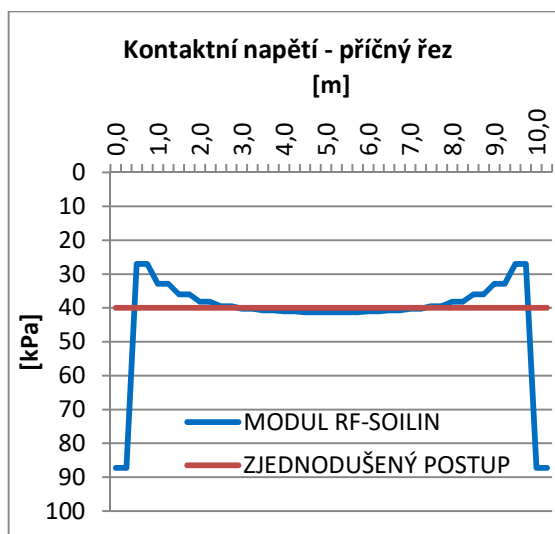
Obr. 6.35 - svislý posun základové desky na písčitém podloží v podélném řezu



Obr. 6.36 – kontaktní napětí základové desky na písčitém podloží v podélném řezu

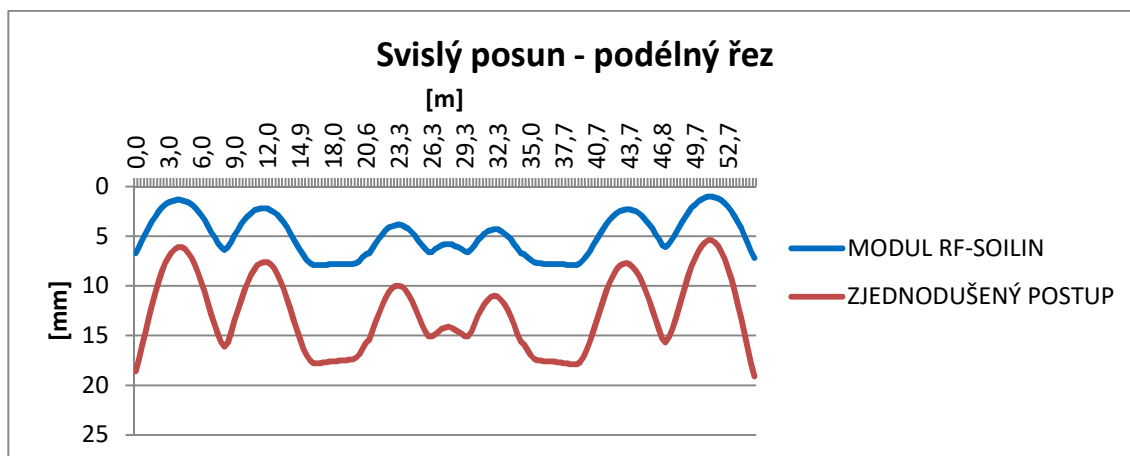


Obr. 6.37 - svislý posun základové desky na písčitém podloží v příčném řezu

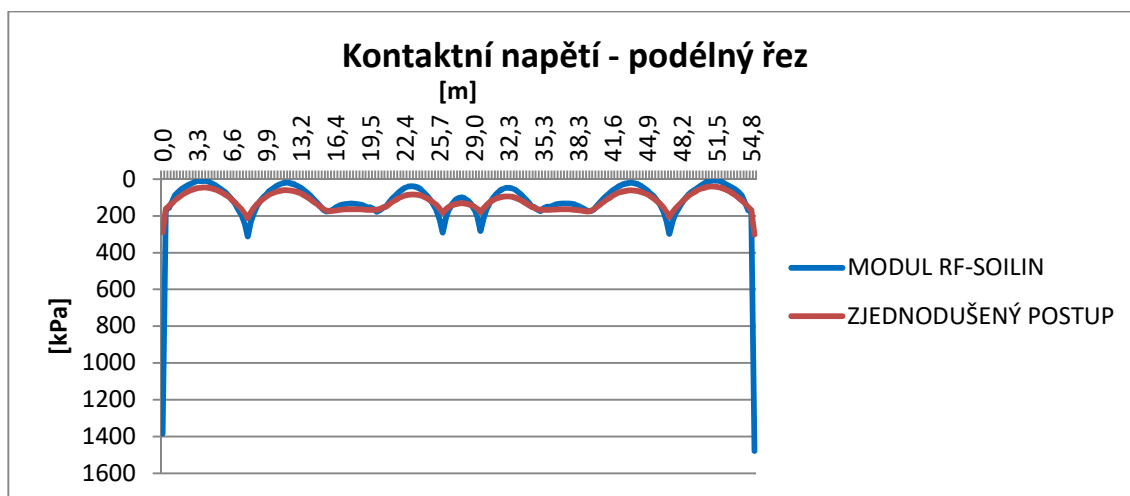


Obr. 6.38 – kontaktní napětí základové desky na písčitém podloží v příčném řezu

### Bytový dům Práčská

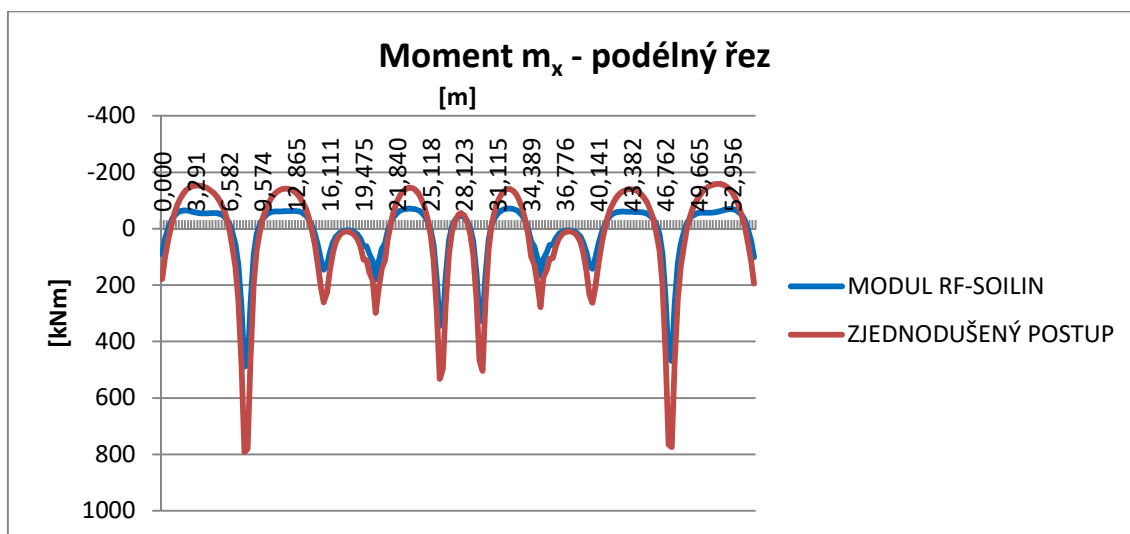


Obr. 6.39 - svislý posun základové desky BD Práčská na písčitém podloží v podélném řezu

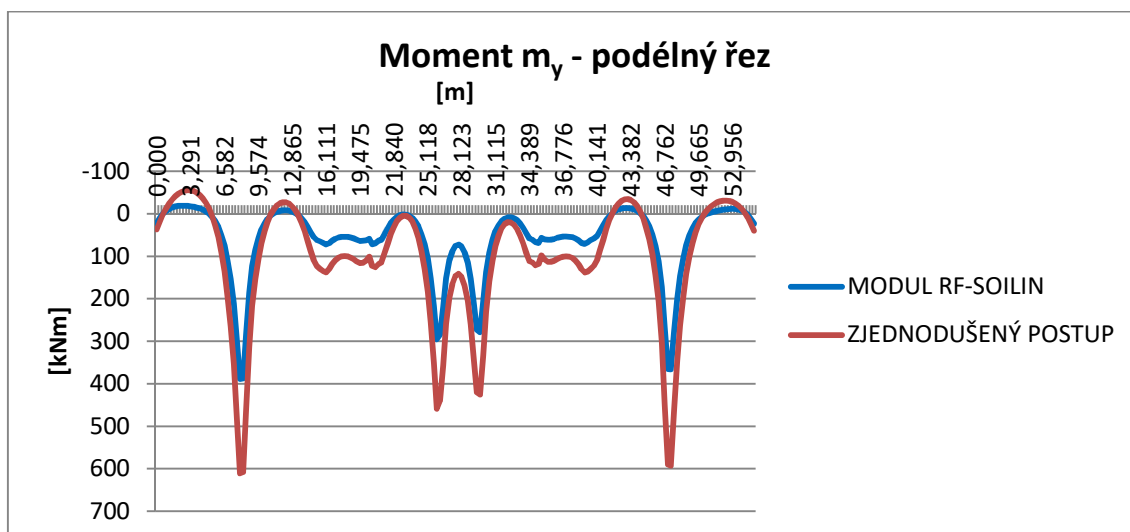


Obr. 6.40 – kontaktní napětí základové desky BD Práčská na písčitém podloží v podélném řezu

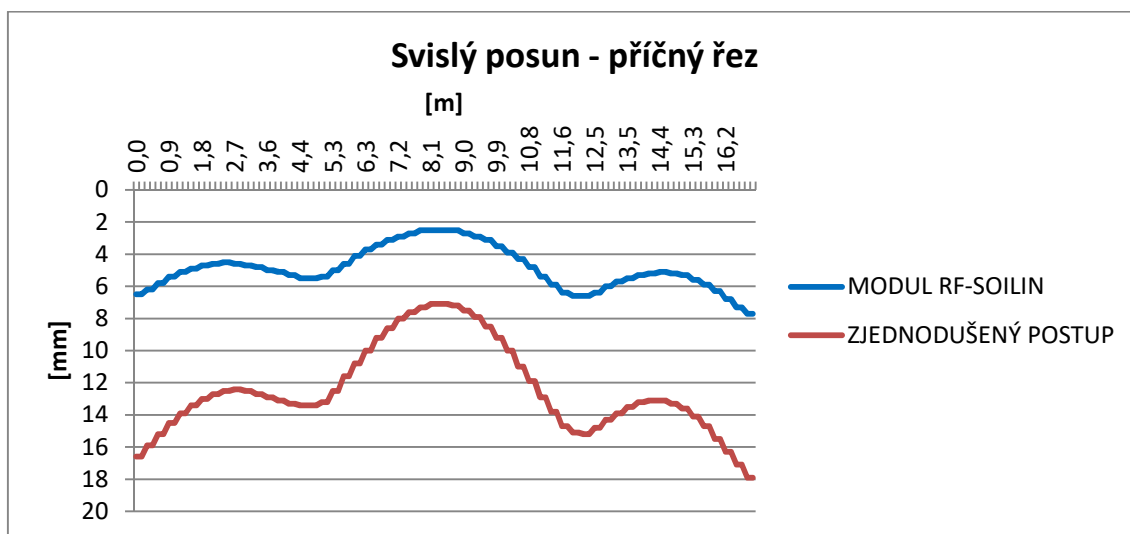




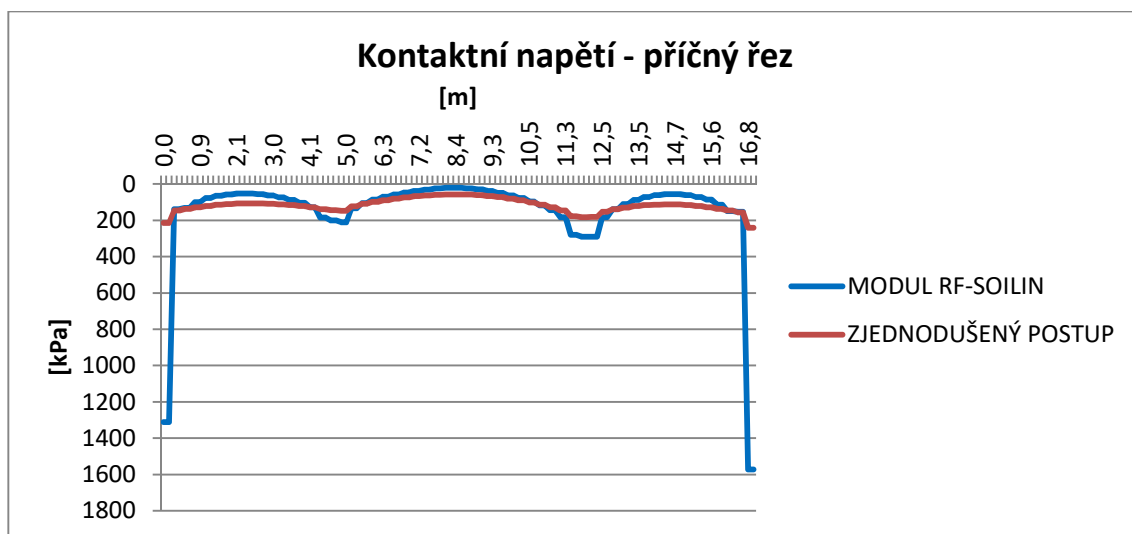
Obr. 6.41 – moment  $m_x$  základové desky BD Práčská na písčitém podloží v podélném řezu



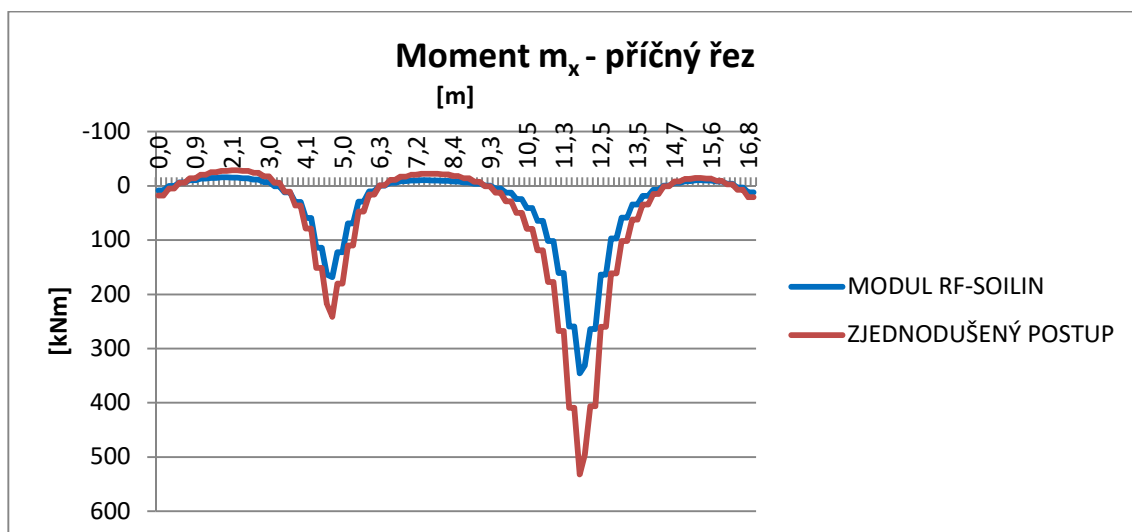
Obr. 6.42 - moment  $m_y$  základové desky BD Práčská na písčitém podloží v podélném řezu



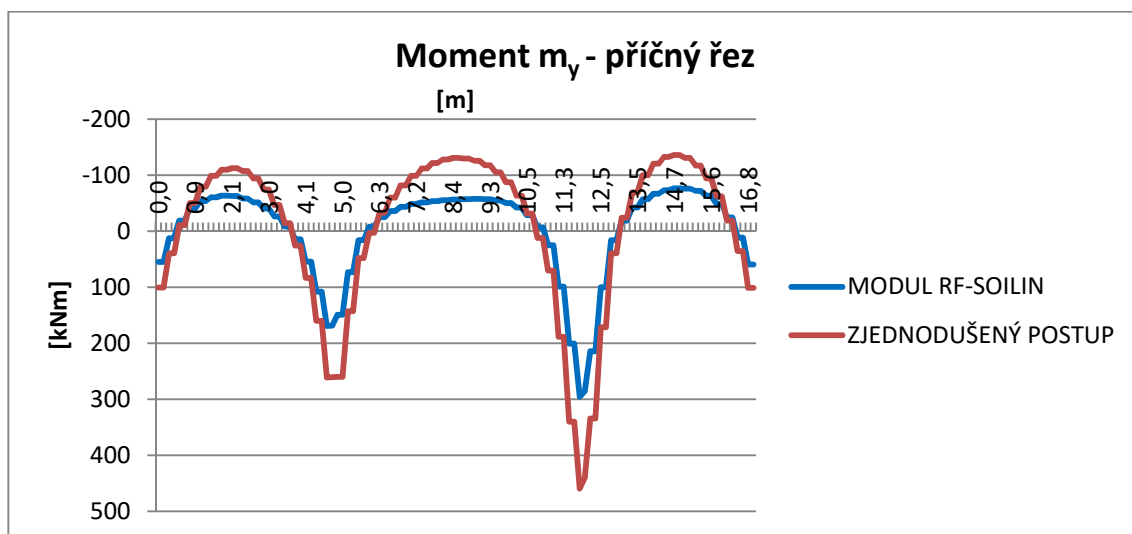
Obr. 6.43 - svislý posun základové desky BD Práčská na písčitém podloží v příčném řezu



Obr. 6.44 – kontaktní napětí základové desky BD Práčská na písčitém podloží v příčném řezu



Obr. 6.45 - moment  $m_x$  základové desky BD Práčská na písčitém podloží v příčném řezu



Obr. 6.46 - moment  $m_y$  základové desky BD Práčská na písčitém podloží v příčném řezu

### 6.6.3 Štěrkovité podloží

Pro velmi kvalitní štěrkovitou základovou půdu byly pro primární výpočet odhadnuty tuhosti uvedené v *tab. 6.47*, ve které jsou zároveň opravené hodnoty těchto tuhostí určené na základě zjednodušeného postupu (6.1.2). Dále je v tabulce uvedeno zatížení základových konstrukcí, které bylo použito pro výpočty na písčitém podloží.

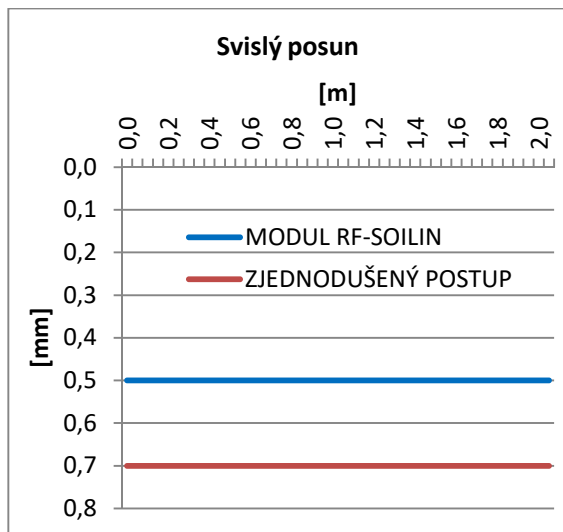
	$C_{u,z}$ [MN/m <sup>3</sup> ]	$C_{v,xz}$ [MN/m]	$C_{v,xy}$ [MN/m]	Zatížení [kN/m <sup>2</sup> ]
Odhad	88,0	44,0	44,0	-
Patka	55,64	27,82	27,82	140,6
Deska	22,73	11,36	11,36	40
BD Práčská	9,02	4,51	4,51	ČSN EN 1991

*Tab. 6.47 – tuhosti štěrkovitého podloží pro zjednodušenou metodu výpočtu*

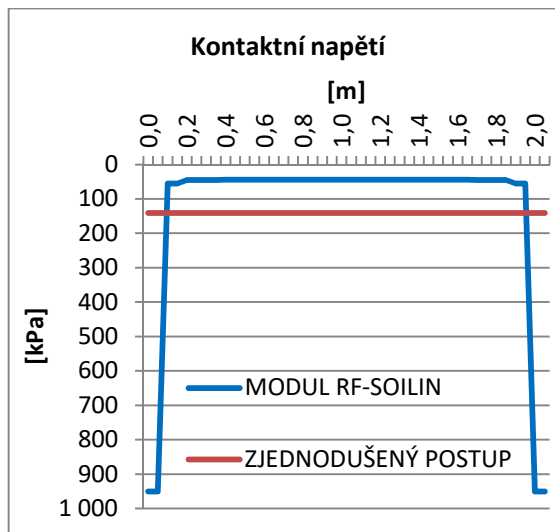
S těmito hodnotami byly analyzovány modely základů na pružném štěrkovitém podloží v programu RFEM. Vypočtené svislé posuny, kontaktní napětí a příp. ohybové momenty jsou pro základovou patku na *obr. 6.48* a *obr. 6.49*, pro základovou desku na *obr. 6.50* až *obr. 6.53* a pro bytový dům Práčská na *obr. 6.54* až *obr. 6.61*. Na těchto obrázcích jsou tyto hodnoty porovnány s výsledky získanými na stejných modelech, kde však byly použity konstanty podloží určené pomocí modulu RF-SOILIN. Z obrázků je patrné, že výsledky poslední posuzované základové půdy jsou obdobné jako u předchozích dvou podloží. Svislý posun, získaný pomocí zjednodušeného výpočtového postupu, je u poddajné základové desky opět menší ve střední části základu. Znovu se opakuje trend extrémních hodnot kontaktních napětí podél obvodů základových konstrukcí. Ohybové momenty u základu bytového domu jsou stejně, jako u předchozích dvou podloží větší v případě výsledků získaných zjednodušeným postupem.

U objektů s tuhou základovou konstrukcí posuzovaných zjednodušeným postupem je tedy opět možné předpokládat v absolutní hodnotě větší, bezpečné výsledky.

## Základová patka

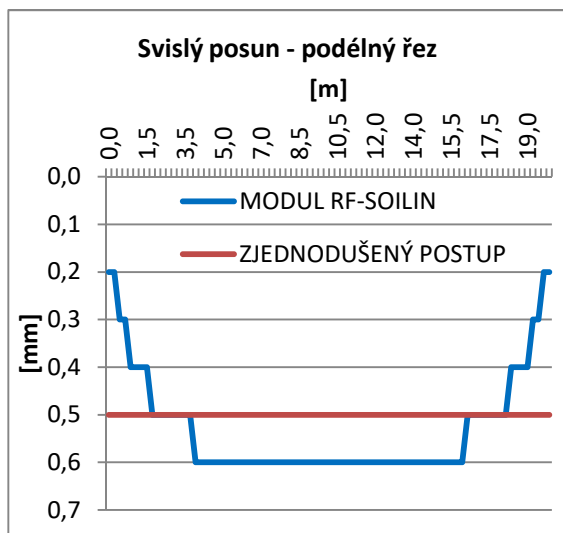


Obr. 6.48 - svislý posun základové patky na štěrkovitém podloží v řezu A

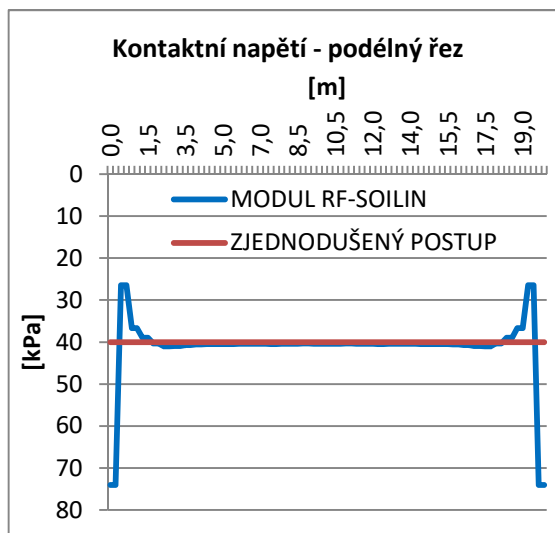


Obr. 6.49 – kontaktní napětí základové patky na štěrkovitém podloží v řezu A

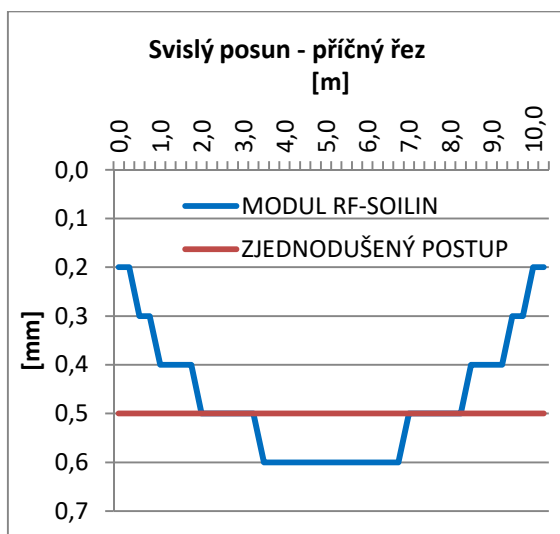
## Základová deska



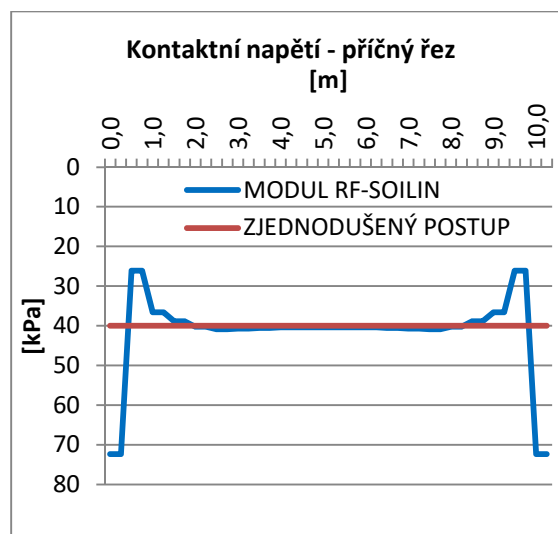
Obr. 6.50 - svislý posun základové desky na štěrkovitém podloží v podélném řezu



Obr. 6.51 – kontaktní napětí základové desky na štěrkovitém podloží v podélném řezu

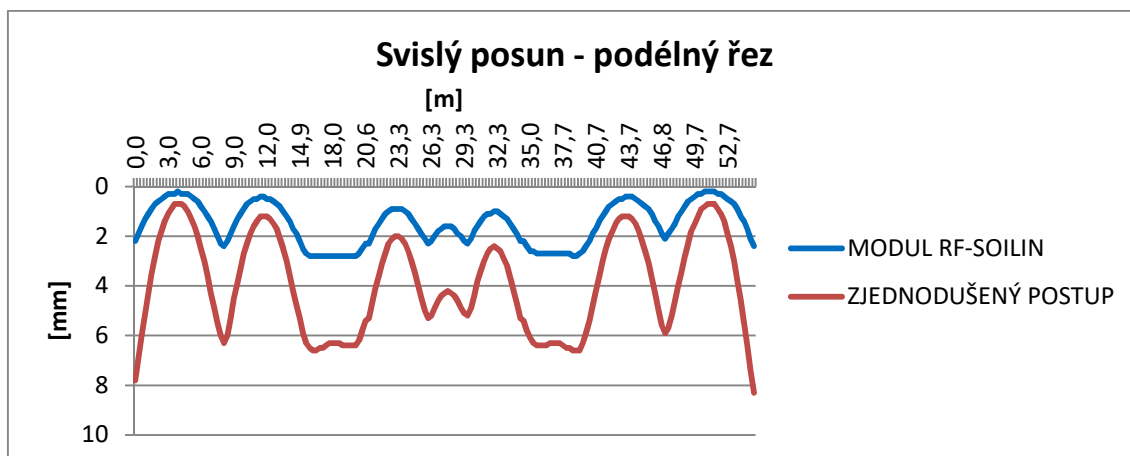


Obr. 6.52 - svislý posun základové desky na štěrkovitém podloží v příčném řezu

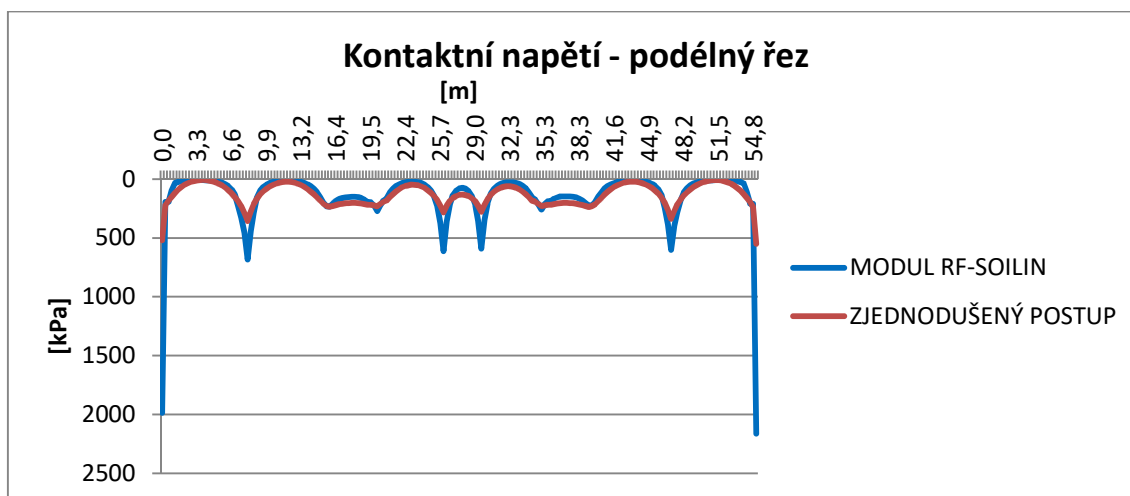


Obr. 6.53 - kontaktní napětí základové desky na štěrkovitém podloží v příčném řezu

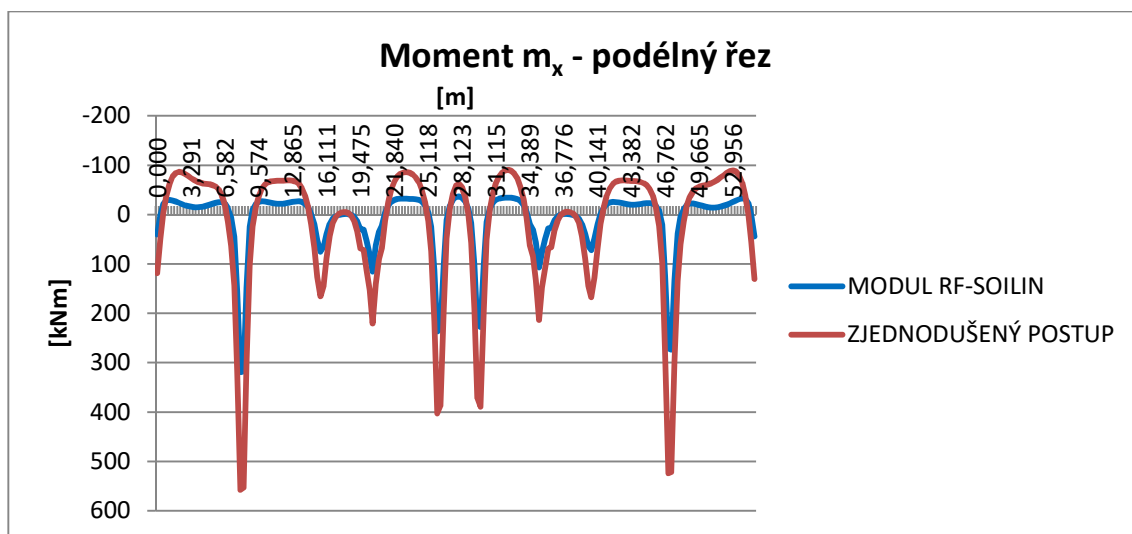
### Bytový dům Práčská



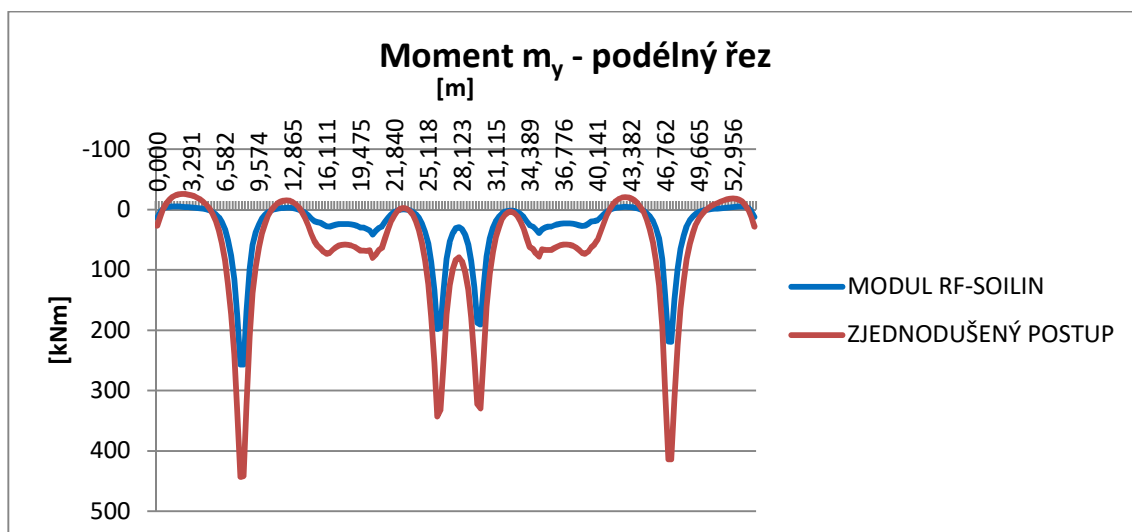
Obr. 6.54 - svislý posun základové desky BD Práčská na štěrkovitém podloží v podélném řezu



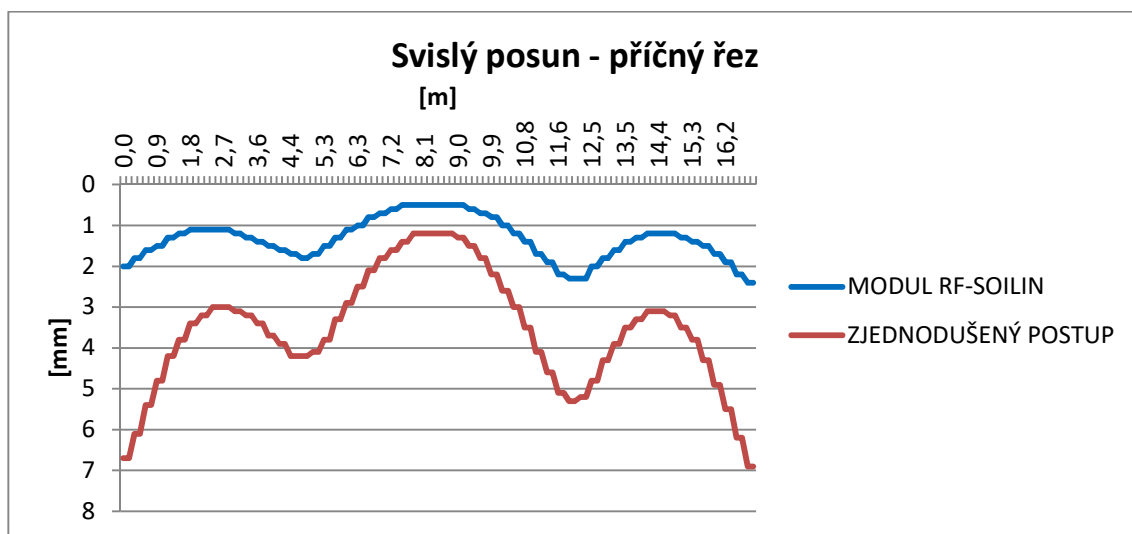
Obr. 6.55 – kontaktní napětí základové desky BD Práčská na štěrkovitém podloží v podélném řezu



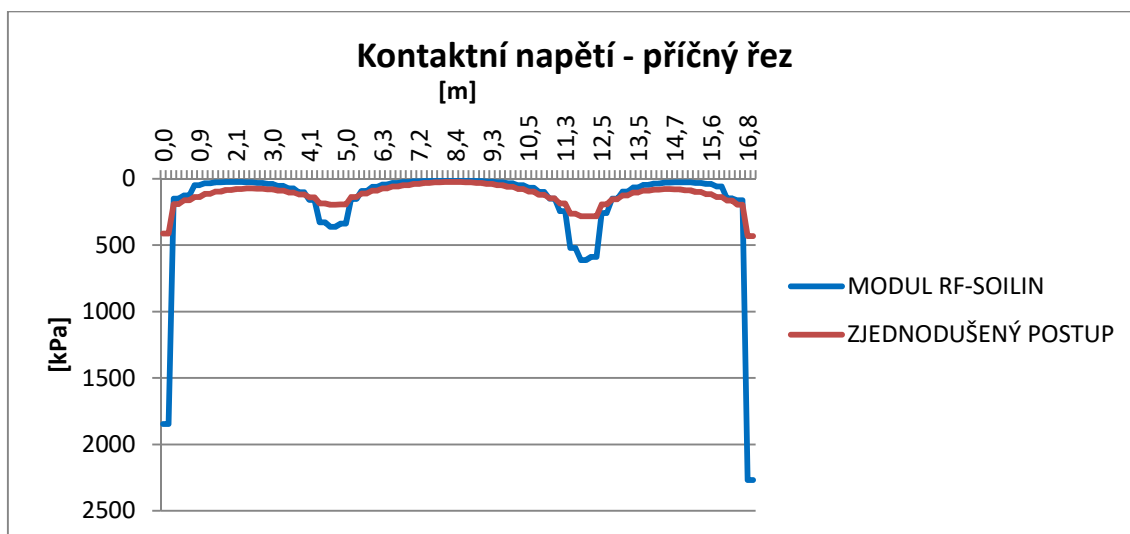
Obr. 6.56 – moment  $m_x$  základové desky BD Práčská na štěrkovitém podloží v podélném řezu



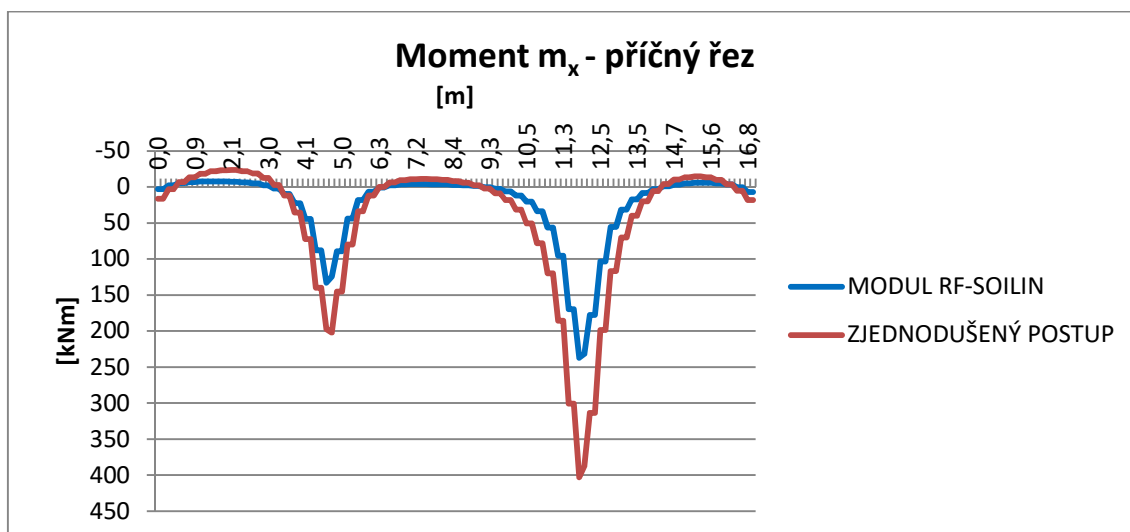
Obr. 6.57 - moment  $m_y$  základové desky BD Práčská na štěrkovitém podloží v podélném řezu



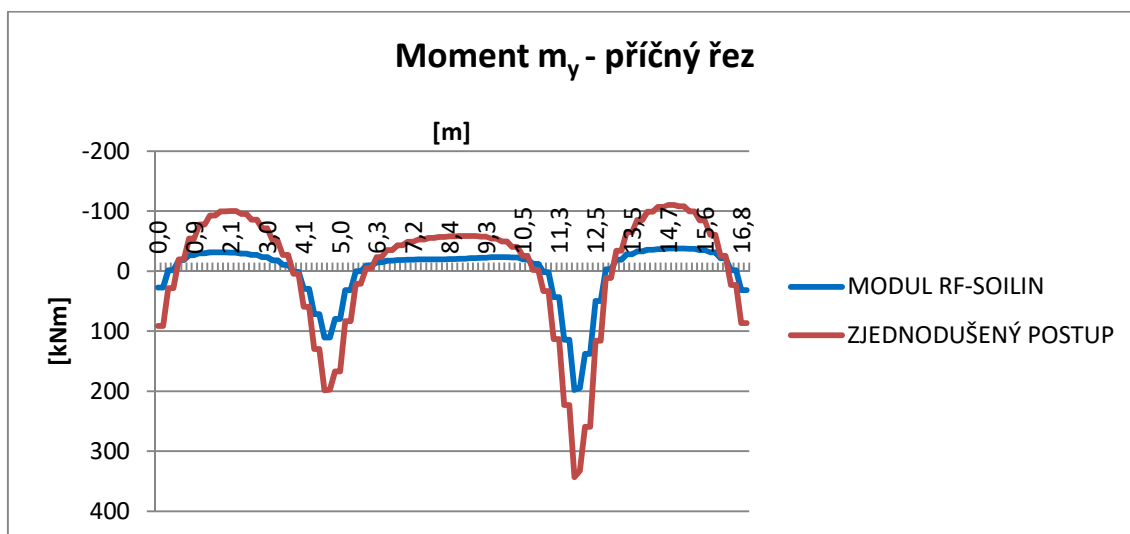
Obr. 6.58 - svislý posun základové desky BD Práčská na štěrkovitém podloží v příčném řezu



Obr. 6.59 – kontaktní napětí základové desky BD Práčská na štěrkovitém podloží v příčném řezu



Obr. 6.60 - moment  $m_x$  základové desky BD Práčská na štěrkovitém podloží v příčném řezu



Obr. 6.61 - moment  $m_y$  základové desky BD Práčská na štěrkovitém podloží v příčném řezu





## 7 ZÁVĚR

Provedená srovnávací studie ukazuje na možnosti použití zjednodušeného výpočtu konstant modelu pružného podloží, s jehož pomocí se při analýzách MKP zohledňuje interakce konstrukce se zemním podzákladem. Hlavní předností této metody je výrazně menší časová náročnost oproti pokročilejšímu výpočtu s modulem RF-SOILIN. Výsledky ovšem ukazují, že tento rychlejší výpočet není vhodný pro analýzu poddajných konstrukcí, jako může být například osamělá betonová deska na zemině. U takovéto konstrukce vychází hodnoty svislého posunu a kontaktního napětí stanovené zjednodušeným postupem lokálně (ve střední části desky) menší než výsledky z modulu RF-SOILIN, a tedy použití výsledků určených zjednodušenou metodou není bezpečné. Na druhou stranu konstrukce s tuhým základem, například rodinný dům založený na železobetonové desce, je možné zjednodušeným postupem posuzovat. U svislého posunu takové konstrukce platí, že bez ohledu na tuhost podloží jsou výstupy získané zjednodušenou metodou oproti výsledkům z modulu RF-SOILIN výrazně na bezpečné straně. Kontaktní napětí a ohybové momenty na tuhé základové desce rodinného domu se vyznačují u obou výpočetních postupů nereálnými extrémy v místech navazujících sloupů nebo stěn. Při další práci se získanými výstupy je nutné tuto skutečnost zohlednit. Dále je potřeba počítat s distribucí kontaktního napětí ve výstupech modulu RF-SOILIN, kde po obvodě základu vznikají extrémní hodnoty. S přihlédnutím k těmto okolnostem platí, že výsledky kontaktního napětí a ohybových momentů na tuhých základových konstrukcích jsou zpravidla v absolutní hodnotě větší než výsledky získané pomocí modulu RF-SOILIN a tedy užití zjednodušené metody je bezpečné.

Počáteční hodnoty tuhostních konstant winklerovského podloží byly ve srovnávací studii pro zjednodušenou metodu odhadnuty především na základě zkušenosti s provedenými výpočty. Při odhadu tuhostí je možné se zhruba řídit deformačním modulem přetvárnosti základové půdy, ale je také třeba uvážit plošnou velikost základové konstrukce a její tuhost, druh podloží a případný výskyt podzemní vody. Správný odhad tuhosti podloží je proto vcelku složitý a vyžaduje zkušenost s úlohami interakce základové půdy s nosnou konstrukcí. Je zřejmé, že přesnějšímu odhadu odpovídají lepší výsledky, a tedy nelze tento krok podcenit.

V *tab. 7.1* jsou uvedeny odhady svislé tuhosti podloží použité ve srovnávací studii, které doplňují hodnoty převzaté z *tab. 6.1*. Smykový roznos byl ve studii vždy uvažován jako střední, a tedy odhadnuté hodnoty smykových tuhostí odpovídají polovině tuhosti svislé.

Podloží	$C_{u,z}$ [MN/m <sup>3</sup> ]
Velmi měkké	1
Jílovité	6
Střední	10
Písčité	25
Štěrkovité	88
Velmi pevné	100

*Tab. 7.1 – svislé tuhosti podloží*

## LITERATURA

- [1] Z. Bažant, *Zakládání staveb*, 1. vyd. Praha: Státní nakladatelství technické literatury, 1960.
- [2] V. Kolář, *Statika základových konstrukcí*. Ostrava: Dům techniky ČSTVS, 1987.
- [3] A. Geyer, „Numerical” models on Collapse Calderas”, 2012. .
- [4] B. Teplý a S. Šmírák, *Pružnost a plasticita 2*, 1. vyd. Brno: VUT, 1993.
- [5] M. I. Gorbunov-Posadov, *Výpočet konstrukcí na pružném podkladu*, 1. vyd. Praha: Státní nakladatelství technické literatury, 1957.
- [6] V. Kolář a I. Němec, *Studie nového modelu podloží staveb*, 1. vyd. Praha: Academia, 1986.
- [7] V. Kolář a I. Němec, *Modelling of Soil-Structure Interaction*, 2. vyd. Praha: Academia, 1989.
- [8] Dlubal Software s.r.o., „Manuál RFEM 5”, 2012. [Online]. Dostupné z: <https://www.dlubal.com/-/media/40621BBE737344C1AD800822BCB17F29.ashx>.
- [9] Kolektiv autorů, *Kurs pro projektanty základových konstrukcí a zemních těles*, 1. vyd. Ostrava: Dům techniky ČSTVS, 1982.
- [10] J. Masopust, *Vrtané piloty*. Praha: Čeněk a Ježek, 1994.
- [11] Fine spol. s.r.o., „GEO5 uživatelská příručka”, 2019. [Online]. Dostupné z: <https://www.fine.cz/ke-stazeni/manualy/99/cs/geo52019-ug-01-uzivatelska-prirucka/>.
- [12] J. Pruška, „Princip a možnosti matematického modelování”. [Online]. Dostupné z: <http://people.fsv.cvut.cz/~Pruskjan/2018/YVPZ/Uvodni%20prednaska.pdf>.
- [13] ČSN 73 1001 (731001) *Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy*, 1. vyd. Praha: Český normalizační institut, 1988.
- [14] Ing. Software Dlubal s.r.o., „RF-SOILIN; Soil-Structure Interaction Analysis”, 2010. [Online]. Dostupné z: <https://www.dlubal.com/-/media/Files/website/documents/manuals/rfem-and-rstab-add-on-modules/others/rf-soilin/rf-soilin-manual-en.ashx>.

